



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

ESTUDIO DE SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO DE SUELO EN
EXCAVACIONES EN EDIFICIOS

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

GONZALO IGNACIO ROJO PIZARRO

PROFESOR GUÍA:

JORGE PULGAR ALLENDES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

EDGARDO GONZÁLEZ LIZAMA

ROBERTO GESCHE SCHULER

SANTIAGO DE CHILE

2016

ESTUDIO DE SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO DE SUELO EN EXCAVACIONES EN EDIFICIOS

Al momento de construir edificios es preciso realizar grandes excavaciones, destinadas a subterráneos. La excavación deja cortes verticales en el suelo, debiendo ser entibados o socialzados con el propósito de evitar desmoronamientos y deslizamientos de suelo.

Para lograrlo, existen diversos sistemas de sostenimiento de suelo con características diferentes, utilizados bajo diversas condiciones de terreno y el costo y plazo de ejecución varían de acorde al procedimiento constructivo.

Dado lo anterior, se desarrolla un estudio del Tablestacado, Pantalla de Pilas y Pilotes, Muro Pantalla, Muro Berlínés, Muro Soil Nailing, Muro Colgado y Sistema Top – Down. Se realiza una simulación constructiva para obtener la estructura de costos y plazos de los sistemas.

En el estudio se detallan las maquinarias y materiales utilizados en los procesos constructivos de estos 7 sistemas de contención.

Para la ejecución de Muro Berlínés, Muro Soil Nailing y Pantalla de Pilas y Pilotes se utilizan métodos de depresión de la napa freática. Zanja, Pozos de baja capacidad y Sistema well point son usado en suelos de grano medio no plásticos. La Electroósmosis, en cambio, se utiliza en suelos finos con plasticidad.

Se destaca que el Tablestacado y Pantallas de Pilas y Pilotes se realizan en suelo granular. Muro Pantalla, Muro Berlínés, Muro Colgado y Muro Soil Nailing se pueden desarrollar en suelos finos y/o gruesos.

La simulación expone que el Muro Berlínés y la Pantalla de Pilotes son los sistemas más económicos y se desarrollan más rápido. El Muro Pantalla es el sistema más caro, el Muro Soil Nailing y el Muro Colgado son los sistemas de ejecución más lenta.

Dedicatoria.

Para mi Tata Sergio y mi Tata.

Agradecimientos.

En primer lugar agradezco la ayuda de mi profesor guía Jorge Pulgar, por el apoyo y la oportunidad de desarrollar este trabajo de título, además de su simpatía.

Agradezco también a los profesores de la comisión, Roberto Gesche y Edgardo González, por querer formar parte de la comisión y por la ayuda brindada en el desarrollo de aspectos de la memoria.

A Fabián Astroza por su ayuda en el desarrollo de la presente memoria.

A mi familia, por permitirme estudiar en esta Universidad y apoyarme en todo el proceso, soportándome estudiar con música toda la noche, y gracias por alimentarme. Y al Nacho por estar siempre aunque no sea confiable.

A mis amigos copiapinos, ya que plan común se lo debo a ustedes, al Lucho, al Suave, al Mati, al Dres y al Nacho por aceptarme como copiapino y ayudarme en plan común, sin duda la etapa más difícil de la Universidad.

A los bellakos, el Tui, el Jaime “Empresa”, el Jones, la Coni, las Feñas y el Pipe Sánchez, que en los años de civil fueron un gran apoyo para mí.

A los extremos, el Pelao, el Imanol y el Max por todos los viajes extremos que hicimos y nos quedan hacer, ya que son más importantes que los estudios.

A los tres monstruosos, el Santi y el Larry que son muy populares y me permitieron ser popular con ellos.

A PBP por todos los momentos de diversión que tuvimos en la Universidad, que al final son los momentos que se recuerdan. Sobre todo Marchant por apañador.

A mis equipos de futbol, La academia, Korean Jesús (una religión), Anunakis, Aston Birra, La Papa, Los Cabros, A Puro Huevo y Felipe Jones que me permitieron divertirme en esta etapa jugando fútbol.

Tabla de Contenido.

1. Introducción.	1
1.1. Aspectos Generales.	1
1.2. Motivación.	3
1.3. Objetivos.....	4
1.3.1. Objetivo General.....	4
1.3.2. Objetivos Secundarios.....	4
1.4. Metodología.	4
2. Empujes de suelo.	6
2.1. Introducción.	6
2.2. Empujes de suelo en muros gravitacionales.	6
2.2.1. Empuje en reposo de Rankine.	6
2.2.2. Empuje Pasivo de Rankine.	7
2.2.3. Empuje activo de Rankine.....	8
2.2.4. Empuje dependiendo de la deformación del sistema.	10
2.3. Empujes de suelos en pantallas flexibles.	11
2.3.1. Cortes en Arenas.....	12
2.3.2. Cortes en arcillas blandas y medias.	12
2.3.3. Cortes en arcillas firmes a duras.	13
2.4. Empuje sísmico en Chile, considerando NCh 433. Of 96. Mod 2012.	14
3. Maquinaria y Materiales utilizados en los sistemas de sostenimiento.	16
3.1. Materiales utilizados.	16
3.1.1. Lodo Bentonítico.....	16
3.1.2. Shotcrete / Lechada / Hormigón proyectado.	17
3.2. Tubería Tremie.	18
3.3. Planta desarenadora.	19
3.4. Máquina de excavación.	20
3.4.1. Máquina excavadora.	21

3.4.2. Máquina retroexcavadora.....	21
3.4.3. Máquina Bulldozer.....	22
3.5. Máquinas perforadoras.....	23
3.5.1. Hidrofresa.....	24
3.5.2. Equipos de percusión.....	25
3.5.3. Cuchara Bivalva o Almeja.....	25
3.5.4. Hélice continua (CFA).....	25
3.5.5. Máquina perforadora rotatoria vertical.....	27
3.6. Máquinas de hincado.....	28
3.6.1. Mazas de caída libre.....	28
3.6.2. Martinetes de simple efecto.....	30
3.6.3. Martinetes de doble efecto.....	30
3.6.4. Martillos diesel.....	31
3.6.5. Vibrohincadores.....	31
3.6.6. Lanza de agua.....	32
3.7. Máquinas perforadoras horizontales para anclajes.....	33
3.7.1. Método de perforación horizontal por rotación.....	33
3.7.2. Método de perforación por rotopercusión.....	34
3.8. Máquina para postensado de anclaje.....	35
3.8.1. Gatos hidráulicos.....	35
3.9. Máquina para levantamiento.....	36
3.9.1. Grúa.....	36
4. Agotamiento napa freática en excavaciones verticales.....	38
4.1. Introducción.....	38
4.2. Tipos de bombas de agotamiento utilizadas en rebajar nivel freático.....	39
4.2.1. Bombas de diafragma.....	39

4.2.2. Bombas centrífugas.....	40
4.2.3. Bombas sumergibles.	41
4.3. Métodos de agotamiento de napa freática.....	42
4.3.1. Zanjas.....	44
4.3.2. Pozos de baja capacidad.	44
4.3.3. Sistema well point.....	46
4.3.4. Electroósmosis.	51
4.4. Cantidad de bombas a elegir.	53
5. Sistemas flexibles de Sostenimiento de Suelo.....	55
5.1. Tablestacado.	55
5.1.1. Características del Tablestacado.	55
5.1.2. Tipos de tablestacas.....	56
5.1.3. Proceso constructivo del Tablestacado.	63
5.1.4. Tipos de Tablestacados.	68
5.1.5. Ventajas y Desventajas.	70
5.2. Pantalla de Pilas y Pilotes.	72
5.2.1. Características de Pilas y Pilotes.	72
5.2.2. Tipos de Pantallas de Pilotes.	73
5.2.3. Proceso constructivo Pantalla de Pilotes.....	77
5.2.4. Pantalla de Pilas.....	85
5.2.5. Ventajas y Desventajas Pilotes.	89
5.2.6. Ventajas y Desventajas Pilas.	90
5.3. Muro Pantalla.....	91
5.3.1. Características del Muro Pantalla.....	91
5.3.2. Proceso constructivo.	92

5.3.3. Ejemplos de Muros Pantallas en Chile.....	98
5.3.4. Ventajas y Desventajas.....	99
5.4. Muro Berlinés.....	100
5.4.1. Características del Muro Berlinés.....	100
5.4.2. Proceso constructivo.....	102
5.4.3. Ejemplo de Muros Berlinés en Chile.....	104
5.4.4. Ventajas y Desventajas.....	105
5.5. Soil Nailing o Muro Anclado de Hormigón Proyectado.....	106
5.5.1. Características del Soil Nailing.....	106
5.5.2. Proceso constructivo.....	108
5.5.3. Ejemplo de Soil Nailing en Chile.....	113
5.5.4. Ventajas y Desventajas.....	115
5.6. Muro Anclado de Hormigón Armado o Muro Colgado.....	116
5.6.1. Características de Muro Colgado.....	116
5.6.2. Proceso constructivo.....	117
5.6.3. Ejemplo de Muro Colgado en Chile.....	121
5.6.4. Ventajas y Desventajas.....	122
5.7. Sistemas Top – Down.....	124
5.7.1. Características del sistema Top – Down tradicional.....	124
5.7.2. Proceso constructivo sistema Top – Down tradicional.....	126
5.7.3. Stanchions como columna estructural.....	128
5.7.4. Nonshored formworks Top – Down (NSTD), modificación del método tradicional.....	132
5.7.5. Ejemplo de sistema Top - Down en Chile.....	135
5.7.6. Ventajas y Desventajas.....	135

6. Elección del uso de Sistemas de Sostenimiento de Suelo.	137
6.1. Proveedores que entregan los servicios en Chile.....	137
6.2. Diagrama de decisión con respecto a condiciones del terreno.....	138
6.3. Simulación de Sistemas de Sostenimiento en obra de 1200 m² y 9600 m³	139
6.3.1. Pantalla de Pilas discontinuas.....	141
6.3.2. Muro Pantalla.	142
6.3.3. Muro Berlínés.	144
6.3.4. Muro Soil Nailing.	145
6.3.5. Muro Colgado.....	147
6.4. Decisión de Sistema de Sostenimiento a usar con respecto a costo y plazos.	148
6.4.1. Comparación y análisis de costos.	148
6.4.2. Comparación y análisis de plazos.	150
6.5. Tabla resumen de distintos sistemas de sostenimiento.....	152
7. Conclusiones y Recomendaciones.	154
8. Glosario.....	158
9. Bibliografía.	160
10. Anexos.....	168
10.1. Valores de K₀ en teoría de empujes de suelo.....	168
10.2. Sistemas de arriostramiento en pantallas flexibles.	169
10.2.1. Banquetas.	169
10.2.2. Puntales.	170
10.2.3. Anclajes.....	172
10.2.4. Losas.....	177

Índice de Tablas.

Tabla 1: Valor del coeficiente Cr dependiendo del tipo de compacidad del suelo. Elaboración propia, obtenida de NCh 433 (2012).	15
Tabla 2: Procedimiento a seguir dependiendo de la permeabilidad. Elaboración propia, datos obtenidos de Jiménez (1980).	43
Tabla 3: Empresas proveedoras de servicios de sostenimiento de suelo. Elaboración propia.	138
Tabla 4: Estructura de costos Pilas discontinuas. Elaboración propia.	141
Tabla 5: Plazo Pantalla de Pilas discontinuas. Elaboración propia.	142
Tabla 6: Estructura de costos Muro Pantalla. Elaboración propia.	143
Tabla 7: Duración Muro Pantalla. Elaboración propia.	144
Tabla 8: Estructura de costos Muro Berlínés. Elaboración propia.	144
Tabla 9: Duración Muro Berlínés. Elaboración propia.	145
Tabla 10: Estructura de costos Muro Soil Nailing. Elaboración propia.	146
Tabla 11: Duración Muro Soil Nailing. Elaboración propia.	146
Tabla 12: Estructura de costos Muro Colgado. Elaboración propia.	147
Tabla 13: Duración Muro Colgado. Elaboración propia.	148
Tabla 14: Costos de los sistemas de sostenimiento. Elaboración propia.	148
Tabla 15: Duración de los diferentes sistemas de sostenimiento. Elaboración propia.	150
Tabla 16: Comparación de los distintos sistemas de sostenimiento. Elaboración propia.	153
Tabla 17: Valores típicos de coeficiente de empuje en reposo. Elaboración propia.	168

Índice de Figuras.

Figura 1: Distribución de empuje. (a) Pasivo, (b) Activo. Das (2015).....	9
Figura 2: Tipo de empuje con respecto a la deformación del soporte. Das (2001).	10
Figura 3: Envoltante presión de suelos. (a) Arenas, (b) Arcillas blandas y medias, (c) Arcillas duras. (Saquel 2009).....	13
Figura 4: Shotcrete vía húmeda y seca. Gentileza: Putzmeister (2015).	18
Figura 5: Esquema tubería tremie. Gentileza: http://ingeosolum.blogspot.cl/2011/08/el-hormigonado-de-muros-pantalla-o-como.html	19
Figura 6: Máquina excavadora sobre ruedas. Gentileza: http://victorye pes.blogs.upv.es/tag/retroexcavadora/	20
Figura 7: Retroexcavadora. Gentileza: http://www.dstgmachine.es/1-backhoe-loader-3a.html	21
Figura 8: Bulldozer, Gentileza: https://luipermom.wordpress.com/2008/12/02/bulldozers-la-eficiencia-en-forma-de-maquina/	22
Figura 9: Hidrofresa. Gentileza: http://www.directindustry.es/	23
Figura 10: Maquinaria para excavación. Gentileza: (a) Cíncel, equipo de percusión ; http://www.generadordeprecios.info/ . (b) Cuchara bivalva; http://www.imexcomar.com/accesorios%20hidraulicos.htm	24
Figura 11: Esquema de Hélice continúa. Gentileza: http://www.model-co.com/en/foundation_equipment/piling/continuous_flight_auger_cfa/bf15_continuous_flight_auger_cfa.asp	26
Figura 12: Perforadora rotatoria vertical. Gentileza: http://www.roadmachinerychina.es/5-3-rotary-drilling-rig.html	27
Figura 13: (a) Maza de caída libre impulsada a mano, (b) Maza de caída libre usando cabrestante. Gentileza: (a) http://www.elconstructorcivil.com/search/label/FUNDACIONES?max-results=20 , (b) https://www.liebherr.com/es/bfa/productos/m%C3%A1quinas-de-construcci%C3%B3n/obras-civiles-especiales/tecnicas/hincado/hincado.html	28

Figura 14: Cabrestante. Gentileza: https://www.liebherr.com/es/deu/productos/componentes/transmisiones-y-cabrestantes/cabrestantes-compactos-y-cabrestantes-de-carga-pesada/cabrestantes-compactos-y-cabrestantes-de-carga-pesada.html	29
Figura 15: Perforación rotopercusión con martillo de fondo. Gentileza: http://aguaguas.igme.es	34
Figura 16: Perforación rotopercusión con martillo en cabeza. Gentileza: http://victoryepes.blogs.upv.es/tag/perforacion-a-rotoperfusion/	35
Figura 17: Ejecución de postensado de anclajes. Gentileza: https://www.youtube.com/watch?v=kfJTsYpTtm4	36
Figura 18: (a) Grúa Torre, Gentileza: http://einag.com/es/maquinaria_construccion.asp ; (b) Grúa Telescópica, Gentileza: https://gruasenlatinoamerica.wordpress.com/tag/pluma-telescopica/	37
Figura 19: Bomba de diafragma. Gentileza: http://www.bioingenieria.edu.ar/academica/catedras/mecanica_fluidos/archivos/Material_de_estudio/presentacion_bombas.pdf	39
Figura 20: Bomba centrífuga. Grundfos (2011).....	41
Figura 21: Bomba sumergible. Gentileza: Clase Bombas de agua y agotamiento, Universidad Católica de Chile.....	42
Figura 22: Método agotamiento de napa a partir de curva granulométrica del suelo excavado. Tomlison (1974).....	44
Figura 23: Esquema método pozo de baja capacidad. Tomlison (1973).	45
Figura 24: Colocación de punteras en sistema well point. Valladares (2007)...	46
Figura 25: Ubicación perimetral de lanzas de drenaje. Figueres (2005).....	48
Figura 26: Visualización cono de depresión (nivel agua reducido). Tomlison (1973).	48
Figura 27: Sistema escalonado para alcanzar mayores profundidades. Tomlison (1973).	49

Figura 28: Procedimiento hincado de lanza de drenaje. Catalogo Ishebeck Ibéria (2012).	51
Figura 29: Tablestaca de madera con zuncho y azuche metálico. Gentileza: http://www.elconstructorcivil.com/2011/02/partes-de-un-pilote-de-madera.html	57
Figura 30: Disposición de Tablestacado de madera. Gentileza: http://procedimientosconstruccion.blogs.upv.es/2015/08/05/tablestacas-de-madera/	58
Figura 31: Disposiciones tablestacas Z según catálogo ArcelorMital. Gentileza Catálogo ArcelorMital 2010.....	61
Figura 32: Disposiciones tablestacas S según catálogo ArcelorMital. Gentileza Catálogo ArcelorMital 2010.....	61
Figura 33: Ejemplos de tipos de Tablestacados. Gentileza Ischebeck Ibérica (2013), Pantallas de tablestacas. (a) Tablestacado con ménsula. (b) Tablestacado arriostrado.	69
Figura 34: Ejemplos de tipos de Tablestacados. Gentileza Ischebeck Ibérica (2013), (a) Tablestacado atirantado. (b) Tablestacado anclado.	70
Figura 35: Pantalla de Pilotes discontinuos. Godavarthi et Al. (2011)	74
Figura 36: Pantalla de Pilotes tangentes. Gentileza: http://pantallax.es/servicios_pantalla_pilotes.php	75
Figura 37: Pantalla de Pilotes secantes, duro/blando y duro/firme. Cementation Skanska (2009).....	76
Figura 38: Pantalla de Pilotes secantes, duro/duro. Cementation Skanska (2009).	77
Figura 39: Proceso constructivo con camisa metálica recuperable. Pilotes Terratest (2001).	78
Figura 40: Proceso constructivo pilotes utilizando lodo bentonítico. Pilotes Terratest (2001).	80
Figura 41: Proceso constructivo utilizando hélice continúa. Pilotes Terratest (2010).	81

Figura 42: Fases en la construcción de Pantallas de Pilotes secantes. Wharmby et Al. (2010).	84
Figura 43: Ejemplo de Viga de Refuerzo en Pila de Socialzado. Ortigosa y Retamal (1994),	88
Figura 44: Construcción brocal, Richards (2006).....	93
Figura 45: Proceso constructivo Muro Pantalla. Pilote Terratest (2010).	97
Figura 46: Esquema muro berlinés. Errazuriz (2009).	100
Figura 47: Perfiles utilizados en muro berlinés. Alarcón (2011).	101
Figura 48: Muro Berlínés construcción subterráneo. Villalobos y Orostegui (2010).	104
Figura 49: Procedimiento constructivo Soil Nailing. Dey (2014).	109
Figura 50: Anclaje con centralizador. Prashant (2010).	111
Figura 51: Ejemplo de Sistema de Drenaje, Geocompuesto GMFL. Gentileza: http://www.emaresa.cl/construccion/index.php/linea-geosinteticos/uso/drenaje/compuesto-de-drenaje/gmfl-2	112
Figura 52: Soil Nailing en entibación subterráneos Edificio Catedral III, Santiago. Pilotest Terratest (2011).	114
Figura 53: Proceso constructivo Muro Anclado de Hormigón Armado. Cabellos (2012).	118
Figura 54: Mini planta de lechada de cemento. Gentileza: https://www.youtube.com/watch?v=cyAJlr5MrAs	119
Figura 55: Muro Colgado en entibación de edificio Universidad Finis Terrae. Pilotest Terratest (2005).	122
Figura 56: Fases del proceso constructivo Top - Down tradicional. Pilotes Terratest (2013).	127
Figura 57: Proceso constructivo post hormigonado. Balasubramaniam et Al. (2000)	129
Figura 58: Proceso constructivo pre hormigonado. Balasubramaniam et Al. (2000)	131

Figura 59: Cubierta NSTD. Lee et Al. (1999)	132
Figura 60: Proceso constructivo método NSTD. Lee et Al. (1999).....	134
Figura 61: Diagrama de decisión de sistema de contención dependiendo de condiciones del terreno. Elaboración propia.	139
Figura 62: Comparación gráfica de costos de los sistemas de sostenimientos. Elaboración propia.	149
Figura 63: Comparación plazos de los sistemas de sostenimientos. Elaboración propia.....	151
Figura 64: Banqueta de tierra para subterráneos de varios niveles. Urbán (2006).	170
Figura 65: Solar irregular con arriostramiento vía puntales. Urbán (2006).	171
Figura 66: Puntales en solares extensos. Errázuriz (2009).	172
Figura 67: Componentes de los anclajes. Muñoz (2011).	173
Figura 68: Colocación de anclaje fuera de la superficie de falla. Errázuriz (2009).	174
Figura 69: Tipos de anclajes según inyección de lechada de cemento. (a) Anclajes inyectados por gravedad, (b) Anclajes inyectados a presión, (c) Anclajes post - inyectados. U.S. Department of Transportation (1999).	176
Figura 70: Arriostramiento mediante losas. Errázuriz (2009).	177

1. Introducción.

1.1. Aspectos Generales.

En Chile debido al crecimiento demográfico se construyen en la actualidad edificios de gran envergadura destinados principalmente a vivienda, sector comercial y oficinas.

Para optimizar el espacio de la obra se desarrollan subterráneos, destinados principalmente a estacionamientos de automóviles y bodegas. De esta forma, la superestructura de la obra se destina a su función principal.

La construcción de subterráneos implica la excavación bajo la cota del primer piso del edificio. Al excavar el suelo, se producen cortes verticales de este, generalmente en los linderos de la propiedad. Los cortes deben ser estables para evitar desprendimientos o desmoronamiento de suelo hacia el interior del solar de la obra.

Para ayudar en la estabilidad de los cortes, se utilizan diversos sistemas de sostenimiento de suelo. Correspondiente a construcciones capaces de evitar el desmoronamiento e inestabilidad de las paredes laterales de una excavación.

En este trabajo se analizarán únicamente las estructuras flexibles de sostenimientos, considerando la limitación de espacios disponibles o la imposibilidad de intervención en el trasdós de la fortificación.

Estas estructuras se materializan antes o durante la excavación, siendo parte esencial de toda obra de edificación.

La variedad de sistemas de sostenimiento existentes permiten afrontar de mejor manera las condiciones de terreno particulares existentes en el lugar donde se construirá un edificio, admitiendo materializar la obra en presencia de agua.

El ordenamiento de este trabajo se detallará a continuación.

El capítulo dos, entregará una referencia de la teoría de mecánica de suelos encargada del comportamiento de cortes en el terreno, siendo el empuje de suelo. Considerando el empuje en pantallas flexibles y empuje sísmico según Norma Chilena.

El capítulo tres, entrega una descripción de la maquinaria y materiales utilizados en el proceso constructivo de los sistemas estudiados, se busca que el lector se familiarizarse con estos recursos.

El capítulo cuatro, está orientado al agotamiento de la napa freática considerando las bombas necesarias para deprimirla. Se describen los métodos utilizados en la actualidad para deprimirla.

El capítulo cinco, se dedica al estudio de 7 sistemas flexibles de sostenimiento de suelo. Estos son Tablestacado, Pantalla de Pilas y Pilotes, Muro Pantalla, Muro Berlínés, Muro Soil Nailing, Muro Colgado y Sistema Top – Down.

El Tablestacado, consiste principalmente a un sistema de hinca de perfiles de acero en el terreno. Las Pantallas de Pilas y Pilotes, consiste en columnas de hormigón armado construidas antes de la excavación. El Muro Pantalla, corresponde a un muro de hormigón armado construido antes de la excavación a lo largo del perímetro del corte a sostener. El Muro Berlínés, consiste en perfiles de acero equidistantes conectados por tablonés de madera construido a medida que se desarrolla la excavación. El Muro Soil Nailing, consiste en un muro de hormigón proyectado construido a medida que se desarrolla la excavación. El Muro Colgado, consiste en un muro de hormigón armado construido a medida que se desarrolla la excavación.

Finalmente el Sistema Top – Down, consiste en una combinación de sistemas de sostenimiento y sistema de arriostramiento utilizado para disminuir el plazo de

construcción. Centrándose en la ruta crítica de la construcción, este sistema es una innovación constructiva cuya finalidad es construir la sub y súper estructura al mismo tiempo (subterráneos y edificio).

Para cada uno de los sistemas anteriores se describen características propias, su proceso constructivo tradicional y modificaciones mejorando su funcionalidad, si es que la presentan.

El capítulo seis está enfocado en la elección del sistema de sostenimiento de suelo, donde se entregan herramientas para escoger la contención flexible más adecuada. Considera los sistemas otorgados por diferentes proveedores en Chile. También un diagrama de decisión con respecto a las condiciones del terreno. Finalmente una simulación de una obra para determinar la estructura de costos y plazos asociados a los diferentes sistemas de sostenimiento de suelo.

1.2. Motivación.

La motivación del desarrollo del presente documento es entregar un estudio detallado de los 7 sistemas de sostenimiento de suelo mencionados anteriormente.

Se busca entregar un documento que diferencie los sistemas de contención de suelo en sus procesos constructivos, condiciones de terreno en donde se utilizan, profundidad alcanzada, costos y plazos asociados a ellos.

También busca conocer las maquinarias y materiales utilizados en los procesos constructivos de los sistemas.

Indicando los métodos utilizados en la actualidad para deprimir la napa freática, necesarios en algunos sistemas de contención estudiados.

Considerando todo lo anterior, el documento servirá de guía para el lector al momento de escoger un determinado sistema de sostenimiento de suelo.

1.3. Objetivos.

El objetivo general y los secundarios del presente trabajo se describen a continuación.

1.3.1. Objetivo General.

Estudio detallado de los procesos constructivos utilizados en los sistemas de sostenimiento de excavaciones en edificios.

1.3.2. Objetivos Secundarios.

- Determinar diferencias entre diversos métodos de sostenimiento, considerando ventajas y desventajas.
- Estudio métodos de depresión napa freática.
- Conocer maquinaria y materiales utilizados en los métodos de sostenimiento.
- Tipificar condiciones de terreno que determinan el uso de los métodos.
- Proponer estructura de costos de este tipo de servicios y plazos estimados.
- Entregar un documento que permita al ingeniero discriminar en el uso de un sistema sobre otro, considerando las características, ventajas y desventajas de este.

1.4. Metodología.

Para el desarrollo del presente trabajo se considera lo siguiente.

- Revisión bibliográfica de diversos autores y empresas, con el fin de obtención de información relevante referida a los sistemas de sostenimiento de suelos estudiados.
- Entrevista con Fabián Astroza, constructor civil de la Universidad Católica, integrante de la empresa Flesan. La entrevista entrega información de la estructura de costos y plazos de los sistemas.

- Determinación de servicios entregados por diversas empresas dedicadas al rubro de entibación y socializado en el país. Buscando saber la oferta de los sistemas de contención entregados por empresas chilenas.

2. Empujes de suelo.

2.1. Introducción.

En excavaciones verticales, al construir subterráneos en edificios de altura, desarrollándose en los límites con propiedades vecinas, debiéndose evitar que el suelo colindante que queda al descubierto precipite dentro del recinto excavado. De la misma forma, es necesario proteger las estructuras presentes en cada una de estas propiedades.

Por lo anterior, surge la necesidad del uso de sistemas de contención de suelos. Para el diseño de estos sistemas se necesita conocer las fuerzas causantes del empuje del suelo, por consiguiente, se estudiará el concepto en muros gravitacionales y en muros flexibles, bajo ciertas condiciones, también el empuje sísmico que la norma chilena establece.

Lo anterior para conocer que fuerzas son las encargadas del uso de los sistemas.

2.2. Empujes de suelo en muros gravitacionales.

Al estudiar los empujes de suelo en muros gravitacionales se tiene una noción para entender el empuje en pantallas flexibles, a continuación se introducirán los conceptos de empuje en reposo, activo y pasivo de Rankine (obtenido de Das (2001,2015)), los cuales se diferencian de acuerdo al grado de deformación de la estructura con respecto al suelo detrás de ella.

2.2.1. Empuje en reposo de Rankine.

El empuje en reposo del suelo, se entiende como la presión que ejerce este cuando se tiene una situación de desplazamiento nulo, en este caso se tiene un equilibrio estático (Das (2015), Valladares (2007), ver glosario).

A partir de los esfuerzos horizontales se obtiene el empuje en reposo, considerando un muro que sostiene un suelo cualquiera y uniforme. El empuje horizontal en presencia de napa freática está dado por:

$$\sigma_h = K_o \gamma z + \mu$$

Donde

γ : Peso específico del suelo $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}\right]$.

z : Profundidad debajo de la superficie del terreno [m].

μ : Presión de poros $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}\right]$.

K_o : Coeficiente de empuje en reposo [-].

El coeficiente de empuje en reposo se define como la razón entre el esfuerzo horizontal efectivo y el vertical efectivo.

$$K_o = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$$

Diversos autores proponen expresiones para el cálculo de K_o , la más conocida es la de Jaky de 1944, descrita a continuación.

$$K_o = 1 - \sin \phi'$$

Con ϕ' : ángulo de fricción interno.

Para ver diferentes valores que puede adquirir K_o ver anexo 10.1.

2.2.2. Empuje Pasivo de Rankine.

El empuje pasivo del suelo, se entiende como la presión del suelo cuando existe un desplazamiento de la estructura hacia el suelo. En este caso se tiene un

equilibrio plástico presentado al momento en que la masa de suelo fallará por corte (Das (2015), Valladares (2007), ver glosario).

La expresión general del empuje pasivo, considerando suelo cohesivo con fricción es:

$$\sigma_p' = \sigma_v' \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = \sigma_v' K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

Donde

c' : Cohesión $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$.

$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$, el que se denomina coeficiente de empuje pasivo.

σ_v' : Esfuerzo vertical efectivo $\left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$.

La distribución de presiones de suelo de acuerdo a la expresión anterior se observa en la Figura 1(a).

2.2.3. Empuje activo de Rankine.

El empuje activo del suelo, se entiende como la presión que ejerce este cuando existe una deformación del suelo hacia la estructura, en este caso se tiene un equilibrio plástico presentado al momento en que la masa de suelo fallará por corte (Das (2015), Valladares (2007), ver glosario).

La expresión general del empuje activo, considerando suelo cohesivo con fricción es:

$$\sigma_a' = \sigma_v' \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \sigma_v' K_a + 2c' \sqrt{K_a}$$

Donde se define $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$ como el coeficiente de empuje activo.

La distribución de presiones de suelo tiene la forma que se observa en la Figura 1 (b).

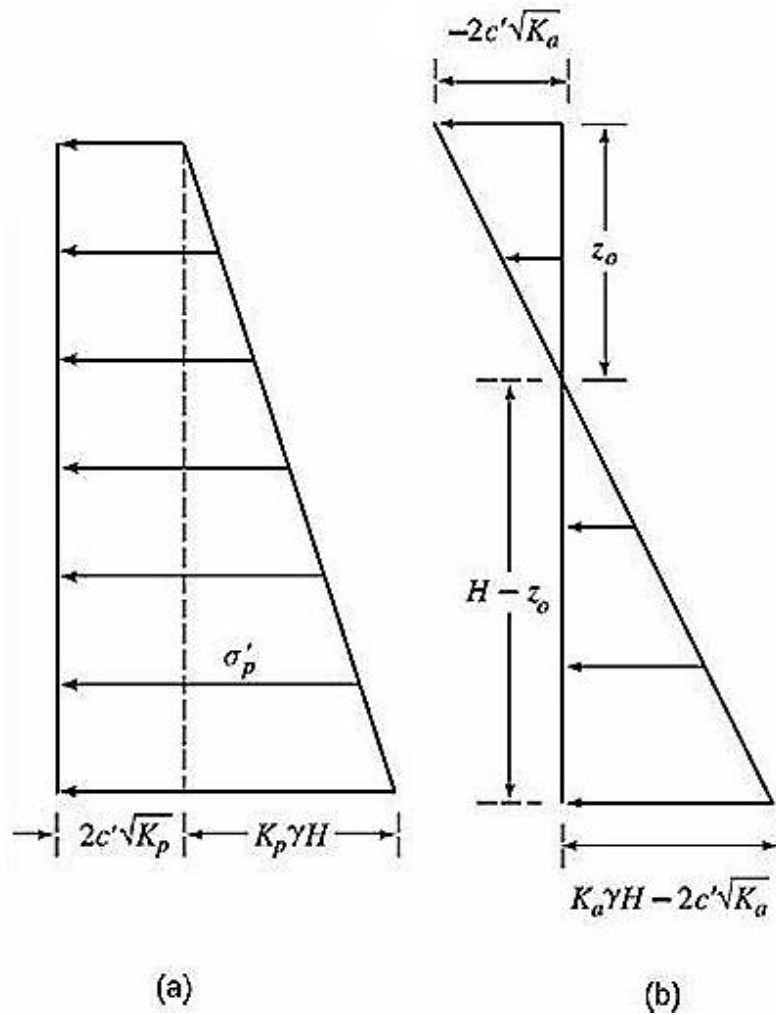


Figura 1: Distribución de empuje. (a) Pasivo, (b) Activo. Das (2015).

Se observa que existe una zona donde el suelo cohesivo con fricción trabaja a tracción, aquí se genera una grieta a lo largo de la interfaz suelo soporte, denominada grieta a tracción.

La dimensión de la grieta viene dada por la siguiente expresión.

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma} \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

La importancia de la grieta a tracción, conociendo que el suelo trabaja a compresión, es que el diseño se realiza en la zona a compresión sin incluir la profundidad de esta grieta.

2.2.4. Empuje dependiendo de la deformación del sistema.

En términos de deformación, la condición activa de empuje se da antes que la condición pasiva de empuje, puesto que la deformación necesaria para que esta ocurra es menor. De acuerdo a Das (2001), para que una arena suelta alcance el estado activo la razón $\frac{\Delta H}{H}$ es de 0,001, en cambio, para alcanzar el estado pasivo es de 0,01, ver Figura 2. Dónde H es la profundidad de la excavación y ΔH es la deformación horizontal del soporte.

Al no existir una deformación, el sistema se encuentra en equilibrio estático y se presenta el empuje en reposo.

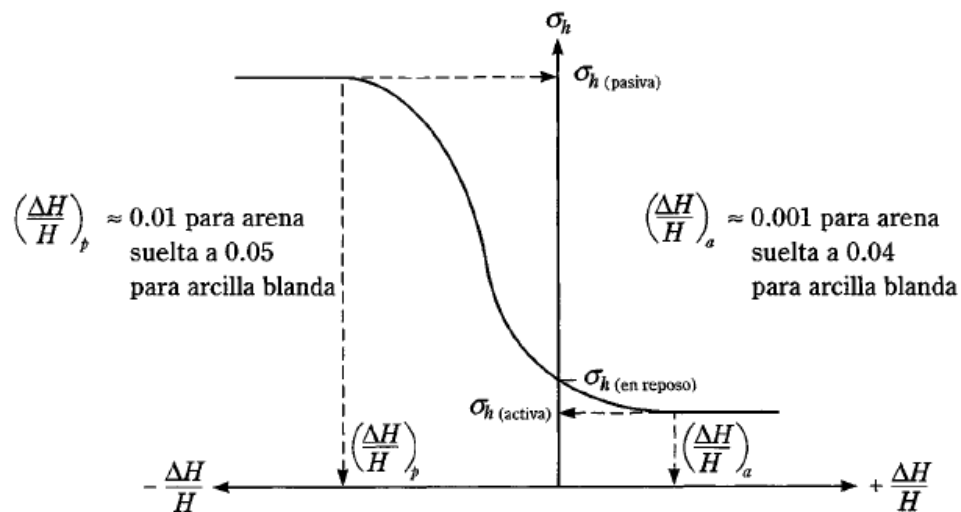


Figura 2: Tipo de empuje con respecto a la deformación del soporte. Das (2001).

La Figura 2 muestra el empuje horizontal (σ_h) del suelo sobre el soporte, el signo negativo corresponde a una deformación de la estructura hacia el suelo, en cambio, el signo positivo corresponde a una deformación del suelo hacia la estructura.

2.3. Empujes de suelos en pantallas flexibles.

Valladares (2007) menciona que Terzaghi y Peck en 1967 demostraron que las envolventes de distribución de presión en pantallas flexibles no tenían formas geométricas definidas, siendo estas bastante complicadas para su uso directo.

Por lo anterior, ellos establecieron distribuciones aparentes con geometrías simples, asemejándose al comportamiento real de presiones en excavaciones soportadas por estructuras flexibles, considerando siempre el caso más desfavorable.

La diferencia del empuje generado en pantallas flexibles con respecto a lo analizado en el acápite 2.2 se genera por el uso de arriostramiento para la construcción o funcionalidad del soporte, los tipos de arriostramiento más utilizados se detallan en el anexo 10.2.

Los suelos donde principalmente se utilizan las distribuciones aparentes son:

1. Cortes en Arenas.
2. Cortes en Arcillas blandas y medias.
3. Cortes en Arcillas firmes a duras.

Como menciona Valladares (2007) estos diagramas tienen las siguientes limitaciones:

- La excavación debe tener una profundidad mayor a 2 metros y tener una excavación horizontal de fondo ancha.

- Se utilizan en excavaciones verticales y coronamiento horizontal (sin inclinación), de manera que los puntales colocados reciban la carga de manera uniforme.
- Se considera ausencia de napa freática en la excavación para arcillas y arenas.

Las ecuaciones procedentes en este acápite la entrega Saquel (2009) quien las cita de Roy (1994) en su libro “Fundamentos de Mecánica de Suelos”.

2.3.1. Cortes en Arenas.

La distribución de presiones aparente para los cortes en arenas se comporta de forma rectangular, como se observa en la Figura 3 (a), siendo P_a el valor del empuje activo.

El cual se calcula de la siguiente forma

$$P_a = 0.65\gamma HK_a$$

Con γ , H y K_a definidos a lo largo del capítulo.

2.3.2. Cortes en arcillas blandas y medias.

Para este tipo de suelos se tiene una condición no drenada, por lo que sólo se considera el suelo con cohesión no drenada (S_u) y sin fricción, la distribución de presiones aparente para estos suelos debe cumplir la siguiente condición

$$\frac{\gamma H}{S_u} > 4$$

El empuje activo que genera este tipo de suelo se calcula de la siguiente manera

$$P_a = \gamma H \left(1 - \frac{4mc}{\gamma H} \right)$$

Donde m es un valor numérico entre 0.4 – 1 dependiente del tipo de arcilla que se tenga en terreno (Saquel (2009)).

En la Figura 3 (b) se observa la distribución de empuje de suelo.

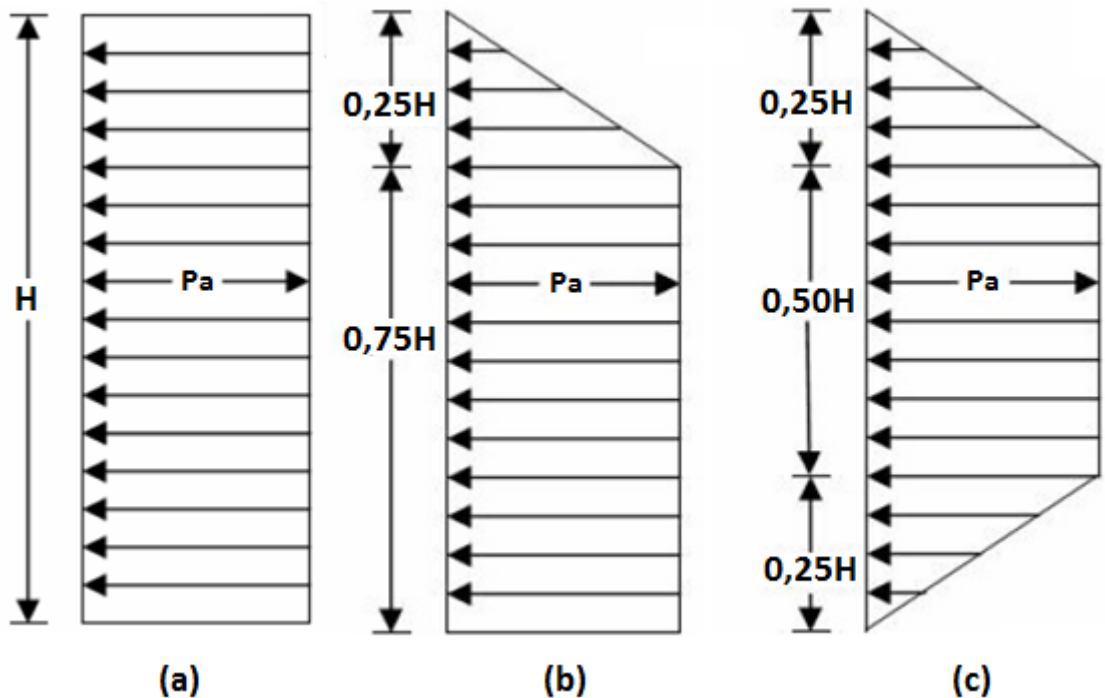


Figura 3: Envolvente presión de suelos. (a) Arenas, (b) Arcillas blandas y medias, (c) Arcillas duras. (Saquel 2009).

2.3.3. Cortes en arcillas firmes a duras.

Al ser arcillas nuevamente se tiene una condición no drenadas, por lo que sólo se considera la cohesión no drenada, para el uso de esta distribución de presiones se debe cumplir con la siguiente condición

$$\frac{\gamma H}{S_u} \leq 4$$

El empuje activo se calcula de la misma manera que para el caso de arcillas blandas y medias, solo que el coeficiente $m = 1.0$.

$$P_a = \gamma H \left(1 - \frac{4mc}{\gamma H} \right) = \gamma H \left(1 - \frac{4c}{\gamma H} \right)$$

En la Figura 3 (c) se observa la distribución de empuje de suelo.

2.4. Empuje sísmico en Chile, considerando NCh 433. Of 96. Mod 2012.

En Chile, dada la elevada sismicidad, se debe considerar en el cálculo de los empujes de suelo una componente sísmica.

Ortigosa y Retamal (1994) mencionan que el empuje sísmico debe calcularse mediante Mononobe y Okabe, que obtienen de Seed y Whitman publicado en 1970.

Sin embargo, la NCh 433 del 2012 establece que el cálculo de esta componente sísmica se realiza sobre un muro perimetral arriostrado por losas de piso (ver anexo, acápite 10.2.4) con superficie horizontal.

La componente estática del empuje se debe calcular considerando la condición de reposo.

La magnitud del empuje sísmico que se debe considerar se determina a partir de la siguiente ecuación.

$$\sigma_s = 0,3 * C_R * \gamma * h_m * \frac{A_0}{g}$$

Dónde:

C_R : Coeficiente que varía de acuerdo a la compacidad del suelo, los valores que adopta se observan en la Tabla 1.

γ : Peso unitario húmedo del suelo o relleno colocado contra el muro $\left[\frac{tonf}{m^3} \right]$.

h_m : Altura del suelo en contacto con el suelo [m].

A_0 : Aceleración máxima efectiva del suelo, los valores pueden ser observados en la NCh 433 (2012) $\left[\frac{m}{s^2}\right]$.

Tabla 1: Valor del coeficiente C_r dependiendo del tipo de compacidad del suelo. Elaboración propia, obtenida de NCh 433 (2012).

C_R	Compacidad del suelo
0,45	Suelo Duro / Denso / Compacto
0,7	Suelo Suelto / Blando
0,58	Rellenos sueltos en excavación con suelo denso o compacto.

En caso que haya presencia de napa freática en el suelo detrás del muro, y la porosidad de este impida el aumento de la presión de poros incrementando la posibilidad de licuefacción, se debe calcular un peso unitario modificado de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$\gamma^* = \gamma_{sat} - \frac{D_w}{h_m} (\gamma_{sat} - \gamma)$$

Dónde:

γ_{sat} : Peso unitario saturado bajo la napa freática $\left[\frac{tonf}{m^3}\right]$.

D_w : Profundidad de la napa [m]

h_m : Altura del muro en contacto con el suelo detrás de este [m].

3. Maquinaria y Materiales utilizados en los sistemas de sostenimiento.

En este capítulo se estudiarán los materiales, equipos y maquinarias utilizadas en el proceso constructivo de las entibaciones y socialzados. Identificando su función.

3.1. Materiales utilizados.

3.1.1. Lodo Bentonítico.

El lodo bentonítico es una mezcla de montmorilonita con agua, Deep Foundations Institute (2005) menciona que la mezcla se realiza agregando 6% de arcilla con 94% de agua potable. Se utiliza en el sostenimiento de la excavación principalmente en presencia de humedad.

El lodo bentonítico cumple con las siguientes funciones en el sostenimiento de la excavación (Álvarez (1998)):

- Estabilidad de paredes de la excavación, logrado a partir de la mayor densidad del lodo sobre el agua, generando así mayores presiones hidrostáticas.
- Evita el depósito de material en el fondo de la excavación manteniéndolo a flote.
- Permite desplazamiento del hormigón durante el hormigonado.

I. Cake o costra.

Parte del lodo que es introducido a la zanja excavada se filtra hacia la pared de ésta, depositando partículas coloidales que forman una costra o cake. Las partículas coloidales son el residuo de la separación del agua libre de la montmorilonita (Miliarium Aureum (2004)).

La pared debe ser delgada (2 mm aproximadamente) para permitir el paso de las máquinas de excavación, cumpliendo dos propósitos:

1. Resistencia, evitando la erosión de la costra con el paso de las maquinarias excavadoras (Miliarium Aureum (2004)).
2. Impermeabilidad, evitando el paso de agua libre, de esta forma permite la transmisión de las presiones hidrostáticas a las paredes de la zanja (Álvarez (1998)).

La formación del cake entrega una resistencia total que corresponde a la resistencia propia del cake y a la transmisión de las presiones hidrostáticas.

Para un manejo del lodo bentonítico en la obra se utilizan plantas desarenadoras que se encargan de realizar una limpieza del lodo para su posterior uso, ésta se estudia en el acápite 3.3.

3.1.2. Shotcrete / Lechada / Hormigón proyectado.

Corresponde a un mortero, el cual está compuesto por cemento, áridos y agua. Generalmente la relación agua cemento del hormigón proyectado es de 0,4 a 0,5. Se utiliza en el Muro Soil Nailing y en los anclajes, como muro y fijador del anclaje respectivamente.

Las características principales de la lechada es que puede ser colocada por una proyección neumática de alta velocidad desde una boquilla (Putzmeister (2015)).

La principal ventaja del shotcrete es que adquiere una alta resistencia inicial, permitiendo que el suelo no se desmorone una vez excavado.

Puede ser colocado de manera manual o automatizada, dependiendo principalmente del espacio disponible. A su vez, se puede colocar por vía húmeda o vía seca, observándose en la Figura 4.

I. Vía Húmeda.

Corresponde a un almacenamiento del shotcrete mezclado con agua anteriormente al lanzado. Esta es transportada por una manguera a la boquilla para su posterior eyección.

II. Vía Seca.

Corresponde a un almacenamiento seco del shotcrete, lo cual otorga una capacidad ilimitada de tiempo de almacenamiento, el cual antes de ser eyectado es mezclado con agua.

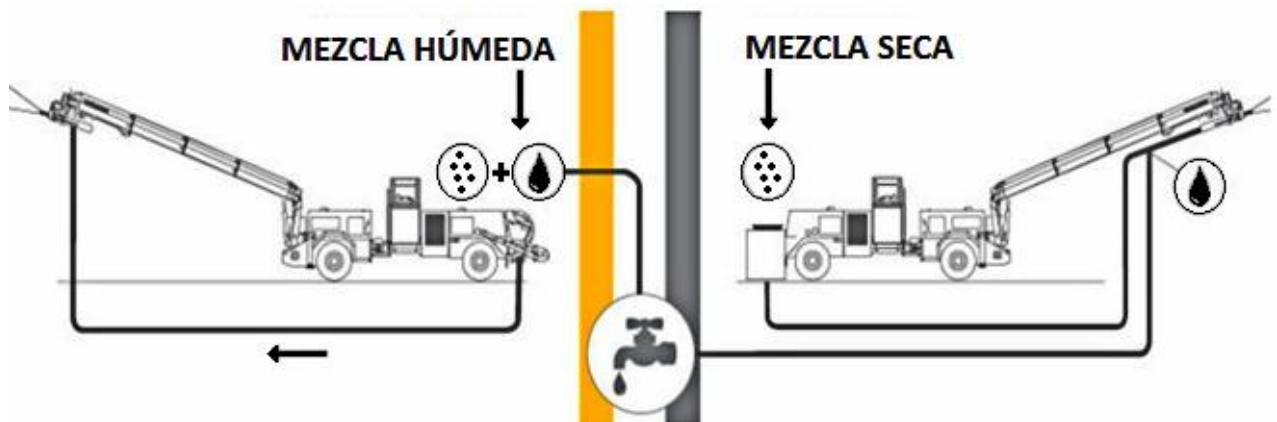


Figura 4: Shotcrete vía húmeda y seca. Gentileza: Putzmeister (2015).

3.2. Tubería Tremie.

La tubería tremie puede ser utilizada directamente en la obra para hormigonado o en la inyección de lechada para anclajes en suelos rocosos.

En la Figura 5, se ven las partes que componen la tubería. La tolva se encuentra en la parte superior, donde se vierte el hormigón; el tremie es la tubería por donde avanza el hormigón; las juntas estancas son las encargadas de unir las tuberías tremie, y el cierre es un tapón colocado para evitar el paso del hormigón cuando es necesario.

El hormigón se introduce de manera gradual en la tubería tremie, permitiendo una deposición homogénea en el elemento estructural a formar.

En el caso del uso en anclaje, su función es transportar la lechada hacia su lugar, dado que el suelo es duro.

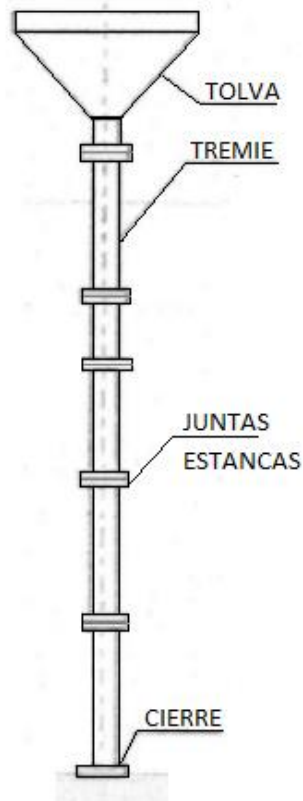


Figura 5: Esquema tubería tremie. Gentiliza: <http://ingeosolum.blogspot.cl/2011/08/el-hormigonado-de-muros-pantalla-o-como.html>

Principalmente se utiliza en Muro Pantalla y Pantalla de Pilotes.

3.3. Planta desarenadora.

Corresponde a una planta utilizada en proyectos donde se usa lodo bentonítico para el sostenimiento de las perforaciones, principalmente Muro Pantalla y Pantalla de Pilotes. Se ubica al interior del solar (ver glosario) y cerca de la ejecución de la pantalla.

La principal función de la planta es limpiar el lodo bentonítico de arenas y limos presentes, luego del uso al interior de la perforación, pudiendo así ser reutilizado en otras perforaciones.

Al interior de estas plantas se cuenta con ciclones, que una vez ingresado el lodo contaminado, a partir de ciclones este se separa del material de la excavación, finalmente se recupera el lodo limpio para su utilización.

3.4. Máquina de excavación.

Corresponden a máquinas encargadas del movimiento de tierras. Son utilizadas en la etapa de construcción, debido a que sirven para la excavación del terreno donde se desarrollará la obra.



Figura 6: Máquina excavadora sobre ruedas. Gentileza:
<http://victorypes.blogs.upv.es/tag/retroexcavadora/>

3.4.1. Máquina excavadora.

Este tipo de máquina consta de una pala accionada hidráulicamente, montada sobre orugas o neumáticos (ver Figura 6), cumple la función de excavar el suelo bajo y sobre la cota del terreno. El suelo excavado se deposita sobre un camión dispuesto para el transporte.

Se utilizan en suelos gravosos, arenosos con o sin contenido de finos, es preferible evitar su uso en rocas para prevenir daños sobre la pala.

Si el suelo a excavar es muy duro, o no se logra una buena posición espacial de la máquina, el conductor a cargo puede desplegar unas pequeñas patas estabilizadoras laterales, que le entregan horizontalidad y fijación al terreno; de esta manera se puede ejercer más fuerza para excavar.

3.4.2. Máquina retroexcavadora.

Este tipo de máquina consta de dos palas accionadas hidráulicamente (ver Figura 7), las cuales cumplen con la función de excavar el suelo (pala pequeña de alta resistencia) y transportarlo a camiones para su posterior retiro de la obra (pala grande, cargador frontal).



Figura 7: Retroexcavadora. Gentileza: <http://www.dstgmachine.es/1-backhoe-loader-3a.html>

Se utilizan en todo tipo de suelos, principalmente en gravas y arenas. De la misma forma que la máquina excavadora, este tipo de máquina puede desplegar pequeñas patas estabilizadoras laterales para posicionarse mejor.

3.4.3. Máquina Bulldozer.

Los bulldozer se utilizan principalmente para el escarpe del terreno y transporte del suelo, a partir de un empuje realizado sobre este. Al hacer este empuje los bulldozer también se encargan de nivelar el terreno, aunque esta función no sea relevante en este estudio.

Pueden ser de variados tamaños, destinados a remover pequeñas a grandes cantidades de material.

Los bulldozer, como observa en la Figura 8, poseen una pala frontal encargada del escarpe del material. Estas para su movimiento pueden desplazarse con neumáticos u oruga.



Figura 8: Bulldozer, Gentileza: <https://luipermom.wordpress.com/2008/12/02/bulldozers-la-eficiencia-en-forma-de-maquina/>

3.5. Máquinas perforadoras.

Los sistemas de contención, tales como Muro Pantalla y Pantalla de Pilotes, se deben construir perforando el suelo inicialmente, ya que se construyen de arriba hacia abajo antes de la excavación.

Estos se pueden construir en diversos suelos, por esto se utilizan diversas máquinas en la perforación, estas se detallarán a continuación.

Pilotes Terratest (2001) destaca que dependiendo de las características del terreno (estratigrafía y nivel freático) se condiciona el sistema de perforación.



Figura 9: Hidrofresa. Gentileza: <http://www.directindustry.es/>

3.5.1. Hidrofresa.

La hidrofresa se utiliza principalmente para la excavación en rocas, consiste en cabezas rotatorias que se mueven en sentido contrario rompiendo el terreno y reduciendo su tamaño, mezclándolo con el lodo bentonítico (Mozo et Al. (2014)), ver Figura 9.

El lodo bentonítico se usa para refrigerar las cabezas rotatorias, y se inyecta mediante una manguera en la propia máquina. El lodo junto al material excavado es enviado mediante la manguera a una planta desarenadora (acápite 3.3) para su separación y limpieza (Deep Foundations Institute (2005)), luego se puede volver a utilizar en otros paneles.

La verticalidad de esta máquina es lograda a partir del muro guía y de inclinadores.

Se utiliza principalmente en el proceso constructivo de Muro Pantalla.

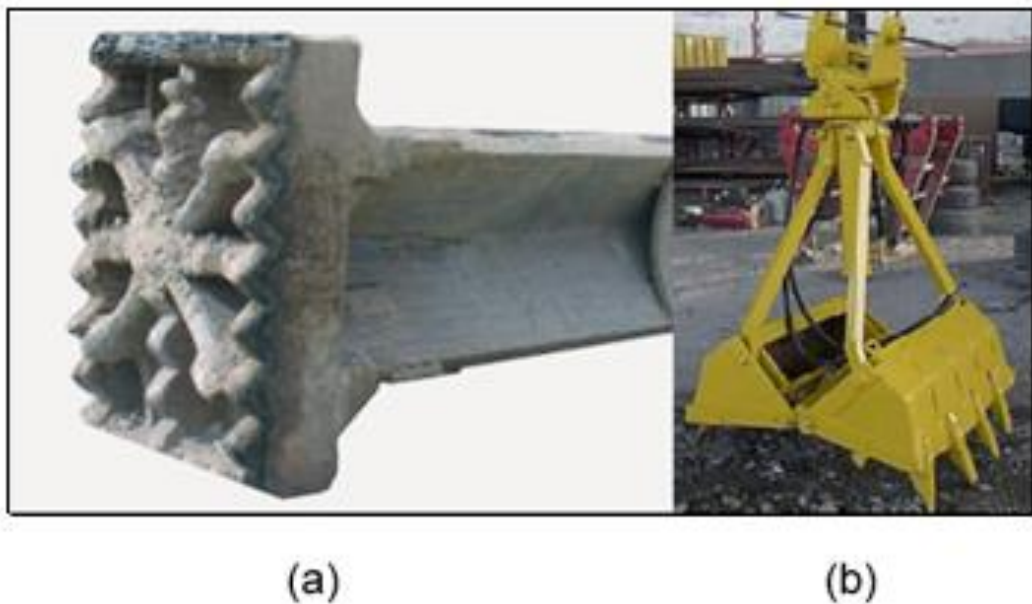


Figura 10: Maquinaria para excavación. Gentileza: (a) Cincel, equipo de percusión; <http://www.generadordeprecios.info/>. (b) Cuchara bivalva; <http://www.imexcomar.com/accesorios%20hidraulicos.htm>.

3.5.2. Equipos de percusión.

Consisten en equipos utilizados cuando el suelo es muy duro o rocoso, y deben ser quebrados para su posterior extracción. Su funcionamiento consiste en dejar caer un cincel metálico desde 3 a 7,5 m de altura con un peso entre 5 a 15 toneladas (Deep Foundations Institute (2005)), al caer, este pulveriza la roca o suelo duro. El cincel es elevado y soltado por cables, ver Figura 10 (a). La roca o suelo duro pulverizado es retirado con cuchara bivalva.

3.5.3. Cuchara Bivalva o Almeja.

Consiste en dos cucharas cuya forma se asemeja a una almeja con dientes, ver Figura 10 (b), su funcionamiento es hidráulico y se accionan mediante cables. Las dos cucharas pesan entre 1 a 5 toneladas, con el peso permiten la excavación del suelo. Según Deep Foundations Institute (2005) este tipo de máquina se utiliza en suelos blandos a duros de diversas condiciones, pudiendo contener adoquines, cantos rodados y pedazos de rocas.

La máquina se guía a partir del brocal o muro guía y de un inclinador para medir la verticalidad (Cndrillingrig (2010)). Este mismo autor menciona que esta máquina puede funcionar de noche dado que la vibración y los ruidos son bajos.

Se utiliza principalmente en la construcción de Muro Pantalla, pero puede ser utilizado en la construcción de la Pantalla de Pilotes, eso sí, genera Pilotes de forma rectangular.

3.5.4. Hélice continua (CFA).

Se utiliza principalmente en Pantalla de Pilotes, corresponde a una máquina constituida por una hélice espiral, soldada a un tubo central hueco y provisto de dientes en el extremo inferior que facilitan su penetración en el terreno (SUELOS INGENIERIA S.A.S (2016)). Ver Figura 11.

Esta máquina funciona en una sola penetración, llegando a la profundidad deseada. A medida que los dientes del extremo inferior van perforando el suelo los álabes se llenan de material perforado, proporcionando soporte lateral y manteniendo la estabilidad de la perforación (Pilotes Terratest (2010)).

Al utilizar este tipo de perforadoras no es necesario el uso de camisas metálicas o lodo bentonítico.

Según Candogan (2009) los pilotes construidos con CFA poseen un diámetro entre 40 y 90 centímetros, siendo más pequeños que los construidos por métodos convencionales, y la profundidad que alcanzan varía entre 8 a 30 metros.

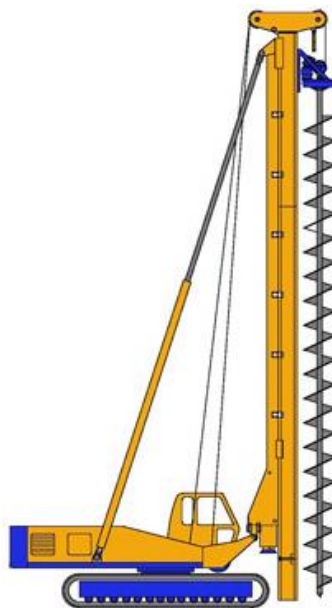


Figura 11: Esquema de Hélice continua. Gentileza: http://www.model-co.com/en/foundation_equipment/piling/continuous_flight_auger_cfa/bf15_continuous_flight_auger_cfa.asp

Esta máquina se utiliza en una gran variedad de suelos, secos o anegados, sueltos o compactados. Se usa también, para penetrar a través de formaciones de roca blanda de baja capacidad como tobas, arcillas, caliza y arenisca (SINOVO (2011)). No se utilizan en formaciones rocosas duras ni en suelos excesivamente blandos (Raddatz et Al. (2014)).

La principal ventaja de este método es la rapidez y el menor costo de ejecución frente a alternativas convencionales (Pilotes Terratest (2010)), la explicación de la rapidez del uso de esta máquina se verá en el acápite 5.2.3 II.

3.5.5. Máquina perforadora rotatoria vertical.

Esta máquina realiza la perforación a partir de brocas rotativas o cónicas que rotan en torno a su propio eje, estas son empujadas hacia el suelo permitiendo una penetración de las brocas.

En la Figura 12, se observa una máquina perforadora rotatoria vertical, para su movilización posee un sistema tipo oruga, la punta corresponde a la broca, y el tubo es encargado de rotar.



Figura 12: Perforadora rotatoria vertical. Gentileza: <http://www.roadmachinerychina.es/5-3-rotary-drilling-rig.html>

Este tipo de máquinas puede perforar hasta 110 metros con un diámetro de 3,5 metros. Para evitar el desmoronamiento del suelo de las paredes de la perforación se utiliza lodo bentonítico o camisas metálicas.

3.6. Máquinas de hincado.

En este acápite se detallan las máquinas utilizadas en el hincado de tablestacas y perfiles de acero que conforman en el Muro Berlínés, la función de estas máquinas se observa en los acápites 5.1.3 III y 5.4.2.



Figura 13: (a) Maza de caída libre impulsada a mano, (b) Maza de caída libre usando cabrestante.
Gentileza: (a) <http://www.elconstructorcivil.com/search/label/FUNDACIONES?max-results=20> , (b) <https://www.liebherr.com/es/bfa/productos/m%C3%A1quinas-de-construcci%C3%B3n/obras-civiles-especiales/tecnicas/hincado/hincado.html>

3.6.1. Mazas de caída libre.

Método de hincado por percusión o golpe, constituye el más antiguo de todos los conocidos, inicialmente se realizaba a mano pero en la actualidad se realiza mediante cabrestante, la diferencia se observa en la Figura 13, donde (a) se realiza a mano y (b) se realiza con cabrestante.

El cabrestante corresponde a un cable de acero enrollado que sirve para elevar la masa, tal como se ve en la Figura 14.

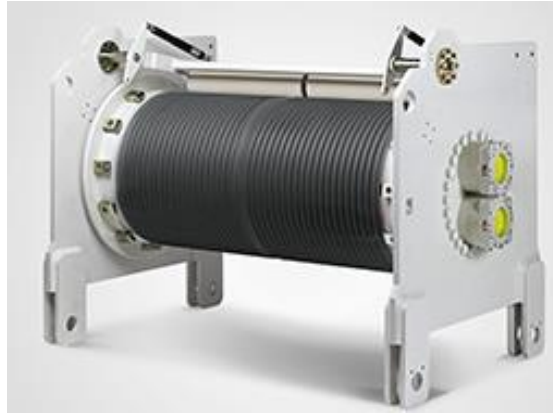


Figura 14: Cabrestante. Gentileza:
<https://www.liebherr.com/es/deu/productos/componentes/transmisiones-y-cabrestantes/cabrestantes-compactos-y-cabrestantes-de-carga-pesada/cabrestantes-compactos-y-cabrestantes-de-carga-pesada.html>

Consiste en una masa que desliza por una guidera, dejándose caer a una cierta altura sobre la cabeza de la tablestaca cubierta con sombrerete o perfil de acero, que cumplen la función de evitar daños, transmitiendo la energía cinética venciendo la resistencia en la punta y el fuste.

Uriel (1980) destaca que la eficiencia de este tipo de sistema es de un 75% cuando es accionada por un cabrestante de fricción.

Es preferible utilizar grandes masas a pequeñas alturas para el hincado, la ventaja de este sistema es que se puede variar la altura. Modificándola dependiendo de la resistencia del suelo, si el suelo posee poca resistencia se utiliza una pequeña altura de caída libre de la masa, pero a medida que la longitud libre del elemento es menor, y por ende la resistencia es mayor es necesaria una mayor altura de caída libre para hincarlo. También se puede usar este principio para penetrar en zonas donde haya obstáculos de roca o grava gruesa.

La masa a utilizar varía entre un 70 a 150% de la masa del objeto a hincar y el ritmo de golpeo es de 20 a 30 golpes por minuto (Uriel (1980)).

3.6.2. Martinetes de simple efecto.

Consiste en un pistón apoyado sobre el sombrerete y sufridera, en el cual está posicionado una masa cilíndrica que se moviliza transmitiendo la energía cinética. Esta masa se mueve por la inyección de un fluido a través de una válvula, mediante acción manual o automática la válvula se gira permitiendo que el aire escape y con esto que la masa caiga.

Estos martinetes van guiados y su uso es poco frecuente en la hincada de elementos.

La masa a utilizar debe ser el doble de la del elemento a hincar y el ritmo de golpeo es de 30 a 60 golpes por minuto (Uriel (1980)).

3.6.3. Martinetes de doble efecto.

Se asemeja al martinete de simple efecto, la diferencia radica en que el pistón que se encuentra dentro del cilindro es quien golpea el perfil a partir del movimiento vertical de este, generado por la presión de un fluido en movimiento.

El sistema tiene una caja de distribución que permite la entrada del fluido a la cámara superior del pistón o a la inferior según sea el caso, el fluido (generalmente aire) escapa luego del movimiento del pistón. No se necesita un sombrerete, dado que el martinete lo tiene incluido. Tampoco se necesita de guiado.

En comparación con el martinete anterior, este tiene mayor maniobrabilidad con mayor frecuencia de golpes pero menor energía por golpe.

La masa varía entre 10 a 1500 kg y el ritmo de golpes entre 120 a 500 golpes por minuto (Uriel (1980)).

Benegas (1977) menciona que los martinetes de doble efecto pueden ser de aire comprimido o hidráulico. El martinete de aire comprimido varía su peso desde 4,7

a 2600 kg con frecuencias de 1050 a 95 golpes por minutos respectivamente; en cambio, el martinete hidráulico tiene un peso de 25 kg con frecuencias entre 400 y 600 golpes por minuto.

3.6.4. Martillos diesel.

El sistema de martillos diesel está formado por un pistón pesado que se desplaza en el eje vertical dentro de un cilindro, este pistón corresponde a la masa que golpea una culata que se encuentra en contacto con el sombrerete ubicado en la tablestaca o con el perfil de acero.

El martillo funciona mediante la inyección de diesel mediante una bomba que envía el diesel a la base en contacto con la culata, cuando el pistón desciende aplasta y pulveriza el combustible enviándolo a la cámara de combustión donde explosiona. La energía liberada se transmite a la culata hincando el elemento. Con la explosión se eleva el pistón volviendo a su posición original, luego entra nuevamente diesel y se liberan los gases quemados por unos agujeros dispuestos para eso.

La masa de los martillos varía entre 350 a 1500 kg y el ritmo de golpes es de 35 a 75 golpes por minuto (Uriel (1980)).

Por su parte, Benegas (1977) menciona que la masa varía de 220 a 7500 kg con una frecuencia de golpes de 35 a 70 golpes.

3.6.5. Vibrohincadores.

Los vibradores se basan en el principio de licuefacción del suelo, que consiste en alcanzar un estado líquido del suelo mediante la vibración de este. Al alcanzar este estado la resistencia al fuste y la punta disminuye considerablemente permitiendo el ingreso de la tablestaca o perfil de acero al suelo. Benegas (1977) menciona que en suelos no cohesivos la licuefacción es fácil de alcanzar, en

cambio en suelos cohesivos como la arcilla se necesitan frecuencias elevadas (3000 ciclos por minuto) para alcanzarlas.

Uriel (1980) menciona que la resistencia además de perderse por el fenómeno de licuefacción, se pierde por una reducción del roce entre partículas en suelos granulares secos y por la pérdida de cohesión por rotura en suelos arcillosos, siempre y cuando, la vibración tenga grandes amplitudes.

El vibrador normal consiste en dos ejes horizontales paralelos sobre las cuales giran en sentido inverso dos masas excéntricas iguales sincronizadas. Estas masas se encuentran simétricamente ubicadas con respecto al plano vertical de la máquina. Este giro en sentidos contrarios genera una oscilación en el eje vertical que es la encargada de hincar el elemento. Las masas que giran se mueven por motores eléctricos e hidráulicos.

La energía generada por el vibrador se transfiere al elemento mediante una unión solidaria muy rígida dispuesta en la cabeza de la tablestaca o del perfil.

3.6.6. Lanza de agua.

El sistema consiste en la inyección de agua a presión en las proximidades de la superficie donde se hince la tablestaca o perfil de acero mediante un tubo metálico de diámetro variable entre 40 a 70 mm, con esto el terreno se afloja y descompacta permitiendo el paso de la pieza. Benegas (1977) menciona que se produce un estado de sifonamiento que elimina la resistencia en la punta del elemento a hincar.

Este sistema se emplea principalmente en suelos compactos granulares, nunca en arena. Hay que tener cuidado de que el suelo colindante no se afloje pudiendo afectar a estructuras aledañas.

Benegas (1977) menciona que aunque el sistema pueda emplearse para hincar por si solo una tablestaca o perfil de acero, generalmente se utiliza como complemento de otro método de hinca, principalmente vibración.

Para la utilización de este sistema de ayuda es necesaria grandes cantidades de agua, Uriel (1980) establece que se necesitan $2 m^3$ de agua por cada 10 cm de tablestaca o perfil de acero hincado.

3.7. Máquinas perforadoras horizontales para anclajes.

La perforación de los orificios donde se colocarán los anclajes se realiza utilizando una máquina perforadora. Estas máquinas se utilizan en Tablestacado, Pantalla de Pilas y Pilotes, Muro Pantalla, Muro Berlinés, Muro Soil Nailing y Muro Colgado, dependiendo del diseño.

3.7.1. Método de perforación horizontal por rotación.

Consiste en una tubería o barreno, hueco o sólido que rota y es empujada hacia el interior del suelo donde se desarrollará el orificio, Barrera et Al. (2008) menciona que la torsión se transmite por medio de una barra en cuyo extremo inferior tiene una corona perforadora encargada del avance.

La tubería hueca es usada cuando es necesario el uso de fluidos (aire, agua) para generar erosión del suelo y lubricar la introducción de la tubería, el fluido entra por el interior de la tubería y sale por el espacio que queda entre esta y la excavación.

Si el suelo perforado es poco competente es probable un desmoronamiento de las paredes, para evitar lo anterior inmediatamente se debe colocar una camisa metálica.

3.7.2. Método de perforación por rotopercusión.

Son métodos utilizados en suelos duros y rocas, a continuación se describirán las dos formas en que se utilizan:

I. Martillo de fondo.

Consiste en una tubería o barreno hueco, en la punta se tiene una boca (contacto con el suelo), sobre esta boca hay un pistón el cual se denomina martillo de fondo neumático, quien se encarga de generar la percusión en la perforación, esta percusión va rompiendo el suelo. Los elementos encargados del funcionamiento se observan en la Figura 15.

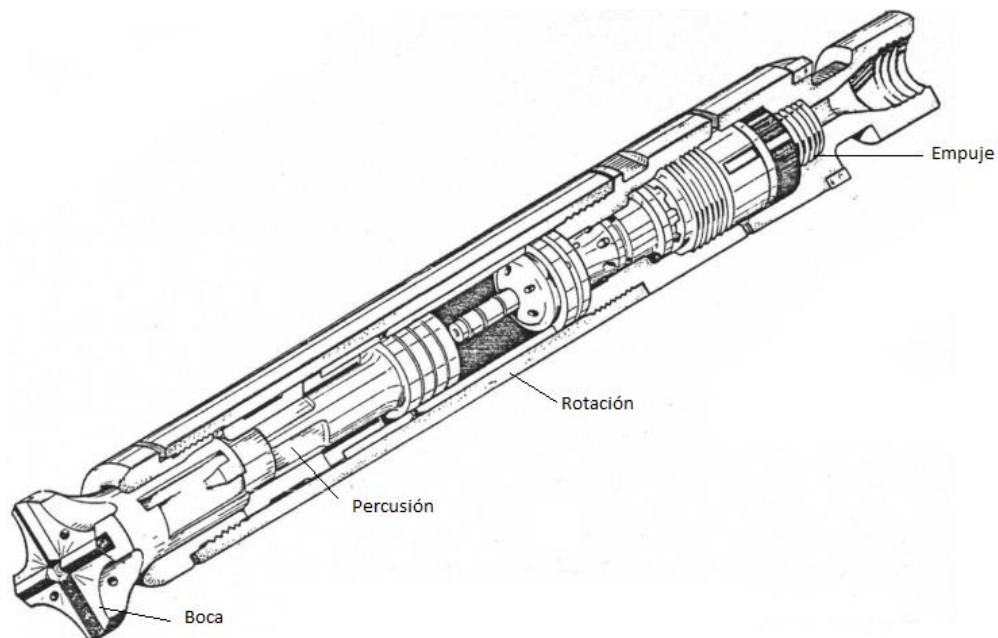


Figura 15: Perforación rotopercusión con martillo de fondo. Gentileza: <http://aguas.igme.es>

Por su parte, la rotación esta provista en el exterior del barreno y se logra de manera hidráulica o neumática, la rotación ayuda a fragmentar el material.

Es importante destacar que también la máquina perforadora debe mantener un empuje constante con el fin de lograr un contacto entre la boca y el suelo.

Al usarse una tubería hueca se utiliza un fluido para ayudar en la perforación.

Si el suelo no es competente, se utiliza una camisa metálica inmediatamente después de la perforación para evitar el desmoronamiento.

II. Martillo en cabeza.

La diferencia principal con el martillo de fondo radica en que la percusión se encuentra fuera del barreno, y es transmitido a la boca para romper el suelo. Ver Figura 16.

La rotación se realiza fuera del barreno y cumple la misma función. Tanto la rotación como la percusión se pueden lograr de manera hidráulica o neumática.

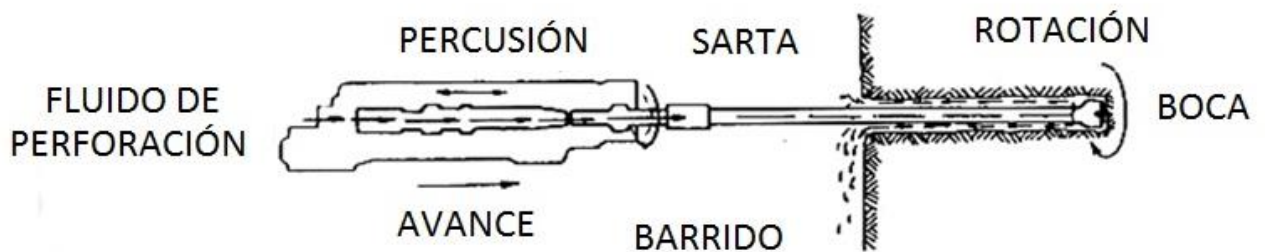


Figura 16: Perforación rotopercusión con martillo en cabeza. Gentileza: <http://victoryepes.blogs.upv.es/tag/perforacion-a-rotopercusion/>

3.8. Máquina para postensado de anclaje.

3.8.1. Gatos hidráulicos.

Corresponden a sistemas denominados gatos que se sujetan a los cables o tubos que forman los anclajes. Estos se accionan mediante bombas hidráulicas, estas utilizan aceites de baja viscosidad para su funcionamiento.

La función que cumplen es tensar el anclaje mediante la aplicación de cargas sucesivas que transmiten la carga a él.

En la Figura 17, se aprecia que los gatos hidráulicos pueden ser utilizados por una sola persona, tensando cada anclaje por separado.



Figura 17: Ejecución de postensado de anclajes. Gentileza: <https://www.youtube.com/watch?v=kfJTsYpTtm4>

3.9. Máquina para levantamiento.

3.9.1. Grúa.

La grúa se utiliza para transportar la armadura de los muros a realizar (Pantalla de Pilotes, Muro Pantalla, Muro Colgado) y para el transporte del moldaje (Muro Colgado, Muro Pantalla).

La grúa se encarga del levantamiento de material pesado ubicándolo donde se necesita. También se utilizan en el izaje de tablestacas y perfiles de acero en Muro Berlinés.

En las construcciones se utilizan grúas torres (ver Figura 18 (a)) y grúas telescópicas (ver Figura 18 (b)), ambas principalmente accionadas de manera hidráulica. La grúa se escoge a partir del costo, rendimiento de ésta, y espacio disponible en la obra.



(a)



(b)

Figura 18: (a) Grúa Torre, Gentileza: http://einag.com/es/maquinaria_construccion.asp; (b) Grúa Telescópica, Gentileza: <https://gruasenlatinoamerica.wordpress.com/tag/pluma-telescopica/>.

4. Agotamiento napa freática en excavaciones verticales.

4.1. Introducción.

En la excavación vertical del terreno en edificios a menudo el suelo a excavar esta total o parcialmente sumergido en agua. El nivel superior del agua se denomina napa freática. Terzaghi y Peck (1973) definen la napa freática como el lugar geométrico en que la tensión del agua es nula.

La presencia de la napa freática es perjudicial para una obra civil, Ferrer et Al. (2008) menciona que los riesgos inmediatos en los que se incurre en una excavación afectada por agua subterránea son el deslizamiento de cortes o levantamiento de fondo, sea por rotura o sifonamiento, comprometiendo la estabilidad de la obra y su entorno. Por su parte, Jiménez (1980) establece que hay que considerar la erosión superficial y la erosión interna del suelo producidas por la presencia de agua, la primera genera un aumento del flujo e inestabilidad del talud y la segunda genera tubificaciones locales en el suelo, generalmente en suelos granulares bien graduados.

Tanto el sifonamiento como las tubificaciones corresponden a fenómenos físicos en donde el fondo de la excavación entibada es levantado por la disminución de las presiones efectivas del suelo, esto hace que el suelo se comporte como un líquido dificultando el trabajo de personas en el suelo de la obra.

Los sistemas de agotamiento de la napa subterránea pueden ser resueltos mediante entibación otorgando impermeabilidad, bombeo de agua o una combinación de ambos.

En este capítulo se detallarán los métodos de bombeo de agua. En capítulos posteriores se analizará si los métodos constructivos de sostenimiento de suelo son capaces o no de realizarse con presencia de agua.

El mal manejo del agua retirada del terreno puede provocar daños en estructuras o suelos vecinos. Cuando se elimina el agua generalmente esta tiene una velocidad elevada pudiendo producir erosión del suelo y con esto asentamientos.

4.2. Tipos de bombas de agotamiento utilizadas en rebajar nivel freático.

Las bombas de agotamiento se diferencian de las bombas para elevar aguas, ya que están diseñadas para agotar aguas que están en contacto con el suelo, pudiendo tener parte de este u otro elemento externo que deben considerarse en el funcionamiento de la bomba. A continuación se mencionan las bombas más utilizadas en el agotamiento en excavaciones verticales.

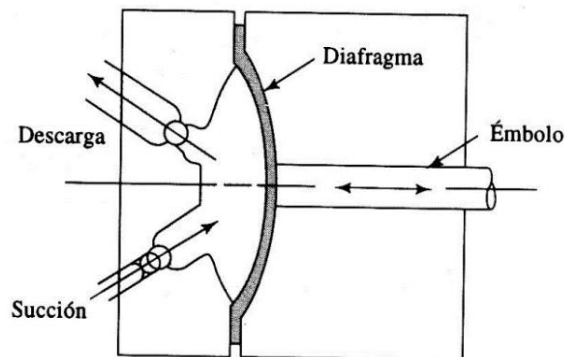


Figura 19: Bomba de diafragma. Gentileza: http://www.bioingenieria.edu.ar/academica/catedras/mecanica_fluidos/archivos/Material_de_estudio/presentacion_bombas.pdf

4.2.1. Bombas de diafragma.

Corresponde a una bomba de desplazamiento positivo la cual se constituye por paredes elásticas (membrana o diafragma) y válvulas esféricas que permiten el paso del agua. El funcionamiento de estas bombas consiste en la expansión de la membrana, este cambio de presión genera que la válvula de succión o aspiración se abra y permita el paso del fluido, luego por diferencia de presión la válvula de descarga o impulsión se abre y la membrana se contrae, con esto el agua fluye hacia afuera de la bomba. Ver Figura 19.

Bonhomme (1974) menciona las válvulas y la membrana pueden ser reemplazadas fácilmente. Siendo aptas para aguas con gran contenido de barros, arenas o basura. Por lo cual es aptamente aceptado su uso en excavaciones verticales para edificios.

En Marin et Al. (2009) se establece una diferencia de tipos de bombas de diafragma, los cuales son de mando manual e hidráulico. Menciona que las de mando manual se utilizan en la industria de la construcción debido a que permite el paso de material no deseable como rocas y plantas. Con una altura de elevación llega a 15.2 m, en tanto su altura de aspiración llega a los 7.6 m.

Existen dos tipos de bombas de diafragma de mando manual, las cuales son las electromagnéticas y las accionadas por motor. La primera se utiliza para un caudal de 0,1 a 100 lt/hr y la segunda para caudales 100 a 1000 lt/hr. Por eso es necesario saber antes de agotar la napa, cuánta agua puede ser retirada y manipulada en un tiempo determinado, con esta información se pueden determinar que bomba y cuantas se utilizaran.

4.2.2. Bombas centrífugas.

Corresponde a una bomba dinámica, la cual consiste en un impulsor al centro que tiene paletas, ver Figura 20. Moviéndose a partir del ingreso del agua, este movimiento genera una fuerza centrífuga que envía el líquido hacia la periferia del impulsor.

Se pueden utilizar en excavaciones de edificios donde existen arenas o barros, que pueden ingresar al sistema de la bomba, ya que el espacio entre paletas es suficiente para no fallar con materiales dentro. Las paletas están sujetas a desgaste por lo que se desarrollan para soportar esto.

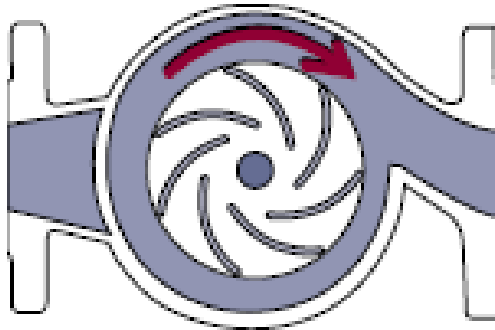


Figura 20: Bomba centrífuga. Grundfos (2011)

Bonhomme (1974) menciona la existencia de bombas centrífugas autocebantes, que permiten el funcionamiento de estas bombas sin la presencia de operario y sin el peligro de deterioro por trabajar en el vacío. De esta forma se puede optimizar el tiempo y costo de trabajo al utilizar estas bombas.

Si se desea tener un conocimiento mayor acerca de las bombas centrífugas es conveniente estudiar el Manual de bombeo de Grundfos (2012).

4.2.3. Bombas sumergibles.

Consisten en bombas que se sumergen en el agua a extraer, no poseen cañería de aspiración por lo que la extracción del agua la realiza un motor eléctrico que va al interior de la bomba.

Por su uso el motor se calienta, el paso del agua mantiene la temperatura óptima de la bomba. Como el motor se encuentra en el interior de la bomba puede generarse una filtración del agua produciendo problemas eléctricos de la bomba. Para evitar esto el motor se sella herméticamente.

La bomba se colocan dentro de la excavación sumergida en la napa freática, estas tienen una manguera de impulsión que llega a la superficie por donde sale el agua. En la Figura 21 se ve un esquema de la bomba.

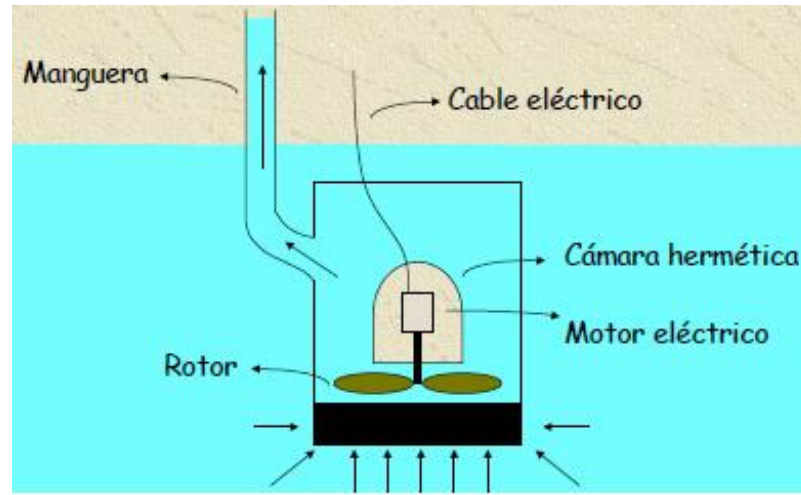


Figura 21: Bomba sumergible. Gentileza: Clase Bombas de agua y agotamiento, Universidad Católica de Chile.

Según QuimiNet (2004) estas bombas no dependen de la presión del aire que la rodea, así pueden impulsar los líquidos a alturas considerables.

4.3. Métodos de agotamiento de napa freática.

Valladares (2007) establece que las consideraciones en la elección del método de agotamiento son: Flujo de agua, condiciones del terreno, profundidad del nivel freático y el factor económico. Puede que un solo método no sea suficiente para satisfacer las necesidades del constructor en términos de plazos y especificaciones técnicas por lo que se puede utilizar una combinación de ellos.

Los métodos deben ser modificables a lo largo de su funcionamiento para adaptarse a los problemas reales.

Según Lampl (1955) citado por Jiménez (1980) la elección del método a partir de la permeabilidad del suelo es la siguiente:

Tabla 2: Procedimiento a seguir dependiendo de la permeabilidad. Elaboración propia, datos obtenidos de Jiménez (1980).

Permeabilidad [$\frac{cm}{s}$]	Procedimiento a elegir
$k < 10^{-7}$	Excavación en seco
$10^{-7} < k < 10^{-5}$	Agotar periódicamente directo de excavación
$10^{-5} < k < 10^{-2}$	Vacío o electroósmosis
$10^{-2} < k < 10$	Campo normal de rebajamiento de nivel freático
$10 < k < 10^3$	Agotamiento directo de la excavación, si no penetra más de 3 m por debajo del nivel freático.
$k > 10^3$	Agotamiento no es posible, debido a escurrimiento del agua constante.

Según Glossop y Skempton (1945) citado por Tomlison (1974) el método a elegir se escoge dependiendo de la curva granulométrica del suelo a excavar. Esto se ve en la Figura 22.

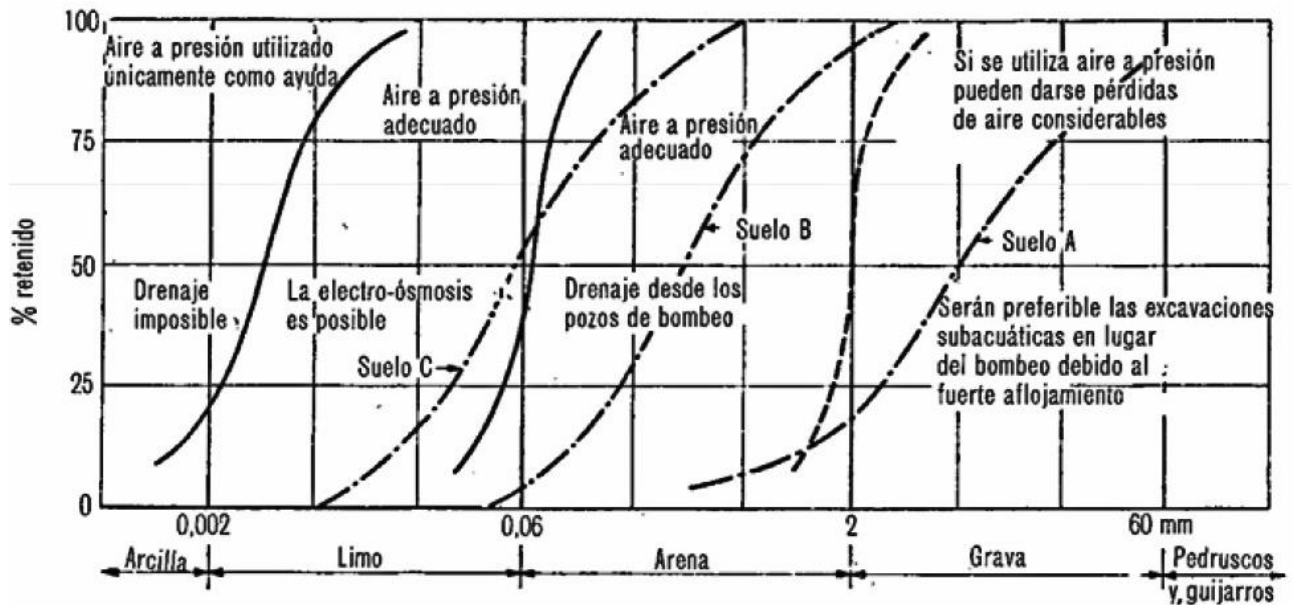


Figura 22: Método agotamiento de napa a partir de curva granulométrica del suelo excavado. Tomlison (1974).

4.3.1. Zanjas.

Es el método más simple y menos costoso para el agotamiento del agua subterránea, según Ferrer et Al. (2008) el objetivo es concentrar y facilitar el flujo del agua por medio de dichas zanjas hasta la ubicación de la bomba.

Generalmente las zanjas se realizan por debajo del nivel de excavación para que el nivel freático quede sobre la cota de la zanja. Este método según el mismo autor se utiliza para agotar entre 1 y 2 m la napa freática.

Tomlison (1973) propone que en grandes excavaciones duraderas es necesario realizar las zanjas más anchas para disminuir la velocidad del fluido y evitar erosión del suelo.

4.3.2. Pozos de baja capacidad.

Este método de agotamiento se utiliza con sistemas de contención dispuestos en terreno. Corresponden a pozos que tienen la particularidad de utilizar equipos de

bombeo pequeños, por eso su nombre. Se dispone de más de un pozo en el lugar a trabajar.

El sistema está compuesto por bombas sumergibles dentro del pozo, en la que se conecta una tubería vertical que envía el agua hacia arriba a través de ella, esta tubería consta con tapa de fondo que evita el fenómeno de sifonamiento, a en la Figura 23 se observa en detalle la composición de este método.

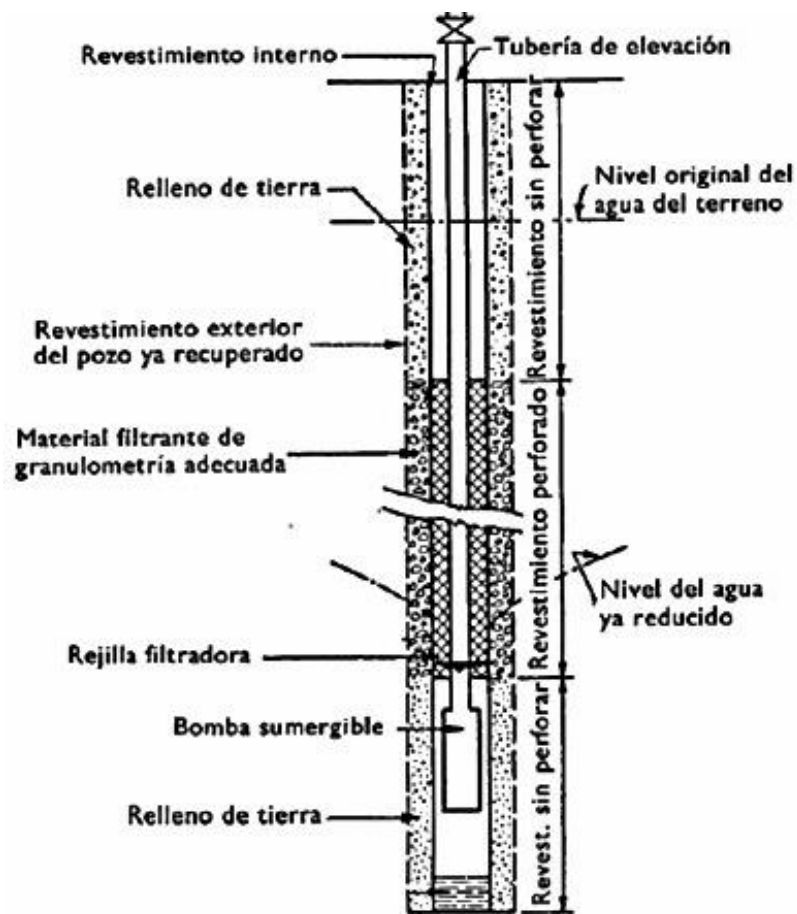


Figura 23: Esquema método pozo de baja capacidad. Tomlison (1973).

Ferrer et Al. (2008) menciona que las bombas a utilizar tienen un diámetro entre 25 – 30 cm y se utilizan en arenas medias a finas, limos y arcillas arenosas.

El empaque de grava, según Berbeti (2003), se utiliza como elemento estructural de perforaciones subterráneas y su versatilidad convierte a los pozos engravados en el seguro y eficiente método para estabilizar el espacio anular y controlar el arrastre de finos.

De esta manera se puede mantener la perforación en su posición sin desprendimientos, y a su vez evita la erosión del suelo por el impedimento de movimiento de partículas finas.

Ferrer et Al. (2008) menciona que este procedimiento de agotamiento de agua se utiliza para alturas entre 3 a 30 m, y por cada pozo se extraen 7 a 8 lt.

4.3.3. Sistema well point.

Este sistema sirve para un agotamiento subterráneo, permitiendo un corte vertical sin la necesidad de soporte y una excavación desarrollada en seco.

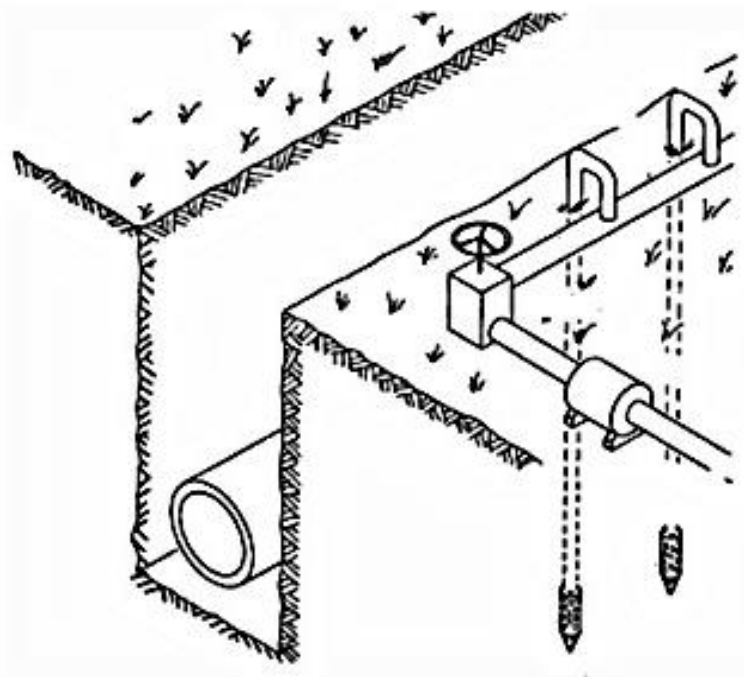


Figura 24: Colocación de punteras en sistema well point. Valladares (2007).

Este método de agotamiento utiliza punteras well point que corresponden a lanzas de drenaje hincadas en el terreno, que aspiran e impulsan las aguas del nivel freático mediante una bomba de vacío, a través de conductos, conduciendo el agua al punto de desagüe deseado (Ischebek Ibérica (2012)). En la Figura 24 se ve un esquema de las punteras.

Ischebek Ibérica (2012) describe que el sistema está compuesto por:

- Lanzas de drenaje: Tubos de acero de longitud variable, con diámetro de 5 cm, en su punta posee filtro de 1 m de longitud.
- Manguitos de unión: Tubos flexibles que unen las lanzas de drenaje con el colector.
- Conducción de aspiración o colector: Conducen el agua que llega de las lanzas de drenaje a las bombas de vacío. Pueden ser flexibles o de acero.
- Bomba de vacío: Crea sub presión que absorbe agua del nivel freático y la haga circular hasta el desagüe.
- Bomba de hinca: Bombas de agua a presión utilizadas para el hinchamiento de las lanzas.

El sistema consiste en un conjunto de lanzas de drenaje colocadas perimetralmente en el terreno, ver Figura 25.

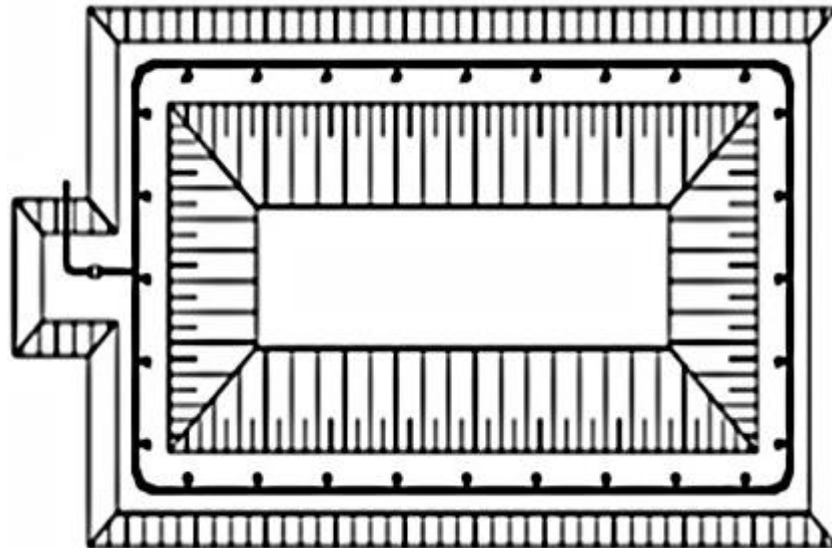


Figura 25: Ubicación perimetral de lanzas de drenaje. Figueres (2005).

Cada lanza se encarga de disminuir el nivel freático a partir de la bomba de vacío o centrífuga, el comportamiento de la napa alrededor de cada lanza corresponde a un cono de depresión, línea discontinua (nivel de agua una vez reducido) de la Figura 26.

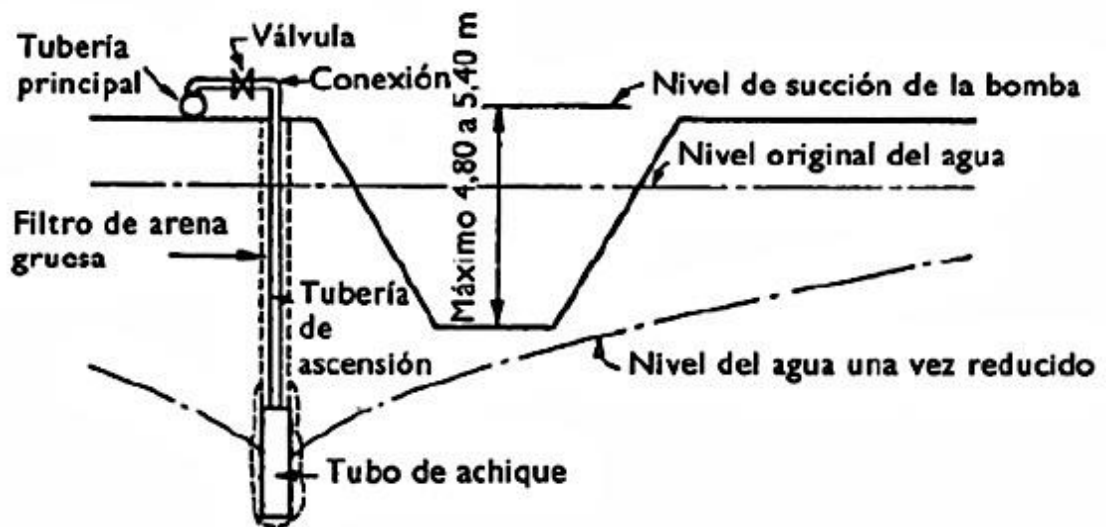


Figura 26: Visualización cono de depresión (nivel agua reducido). Tomlison (1973).

Tomlison (1973) menciona que un desagüe de 4,8 a 5,4 m bajo nivel de bombeo es un límite práctico, por su parte Valladares (2007) menciona que la capacidad de aspiración es de hasta 7 m. Tomlison (1973) explica que para profundidades mayores a 5,4 m se bombea un nivel excesivo de aire, produciendo una ineficacia del bombeo.

Cuando se desea alcanzar mayores profundidades y una estación del sistema well point no es capaz de alcanzarla, se desarrolla un sistema escalonado a distintos niveles tal como se ve en la Figura 27. El inconveniente de esto es la necesidad de una mayor superficie de terreno para alcanzar mayores profundidades, pudiendo influir en el terreno destinado a la construcción.

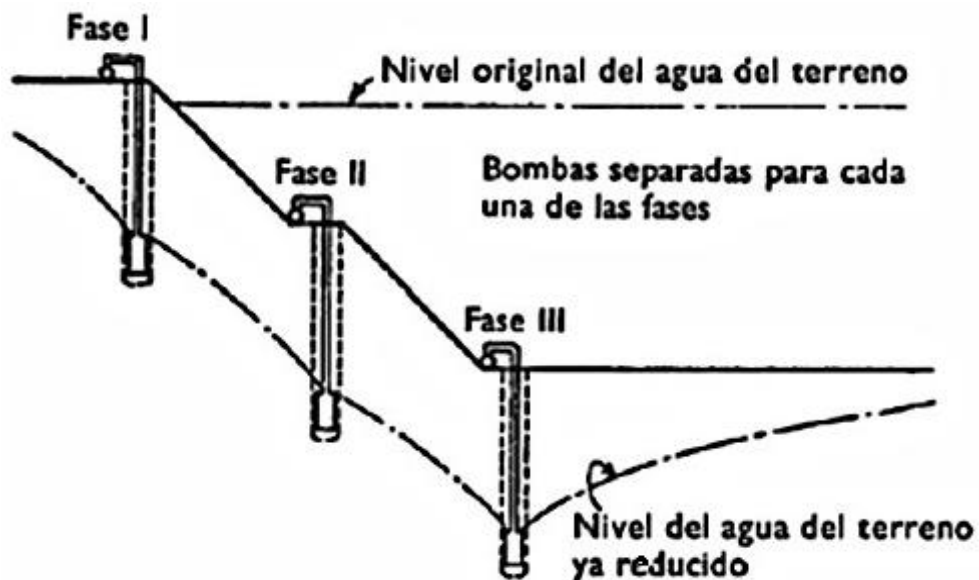


Figura 27: Sistema escalonado para alcanzar mayores profundidades. Tomlison (1973).

Según el catálogo Ischebeck Ibérica (2012), un equipo completo de well point incluye una bomba por cada 100 lanzas. El distanciamiento entre cada lanza de drenaje según Bonhomme (1974) es de 0,6 a 1,5 m. Por lo que la cantidad de bombas depende exclusivamente de la cantidad de lanzas de drenaje.

La instalación de las lanzas se hace mediante hinca, ayudados por la punta cónica de las lanzas. Este hincado se facilita con el uso de lanzas de agua (acápite 3.6.6), penetrando en el suelo más duro. Cuando la lanza de drenaje es colocada a la altura deseada se disminuye el agua que se le inyecta a la lanza de agua manteniendo el orificio creado sin desmoronamiento de las paredes de la excavación. Se debe generar el filtrado de arena, consistiendo en la inclusión de arena gruesa que impide que el material fino obstaculice la lanza de drenaje tal como menciona Tomlison (1973). En la Figura 28 se observa un diagrama del proceso de hincado.

Ferrer et Al. (2008) menciona que la mayor eficiencia de este sistema se presenta en suelos de grano medio de comportamiento no plástico, a su vez menciona que en suelos de grano fino y en presencia de limos y arcillas limosas la formación del cono de depresión es muy lenta, entregando un caudal muy pequeño y la implementación del sistema es más complejo, debido al tiempo en meses que se demora, pudiendo así retrasar la excavación.

Por su parte Figueres (2005) menciona que este sistema se utiliza preferentemente en suelos con permeabilidad entre 10^{-1} y 10^{-4} [$\frac{cm}{s}$].

El sistema debe constar con un espacio físico para almacenar el agua retirada, de esta forma no altera las condiciones del terreno de propiedades aledañas.

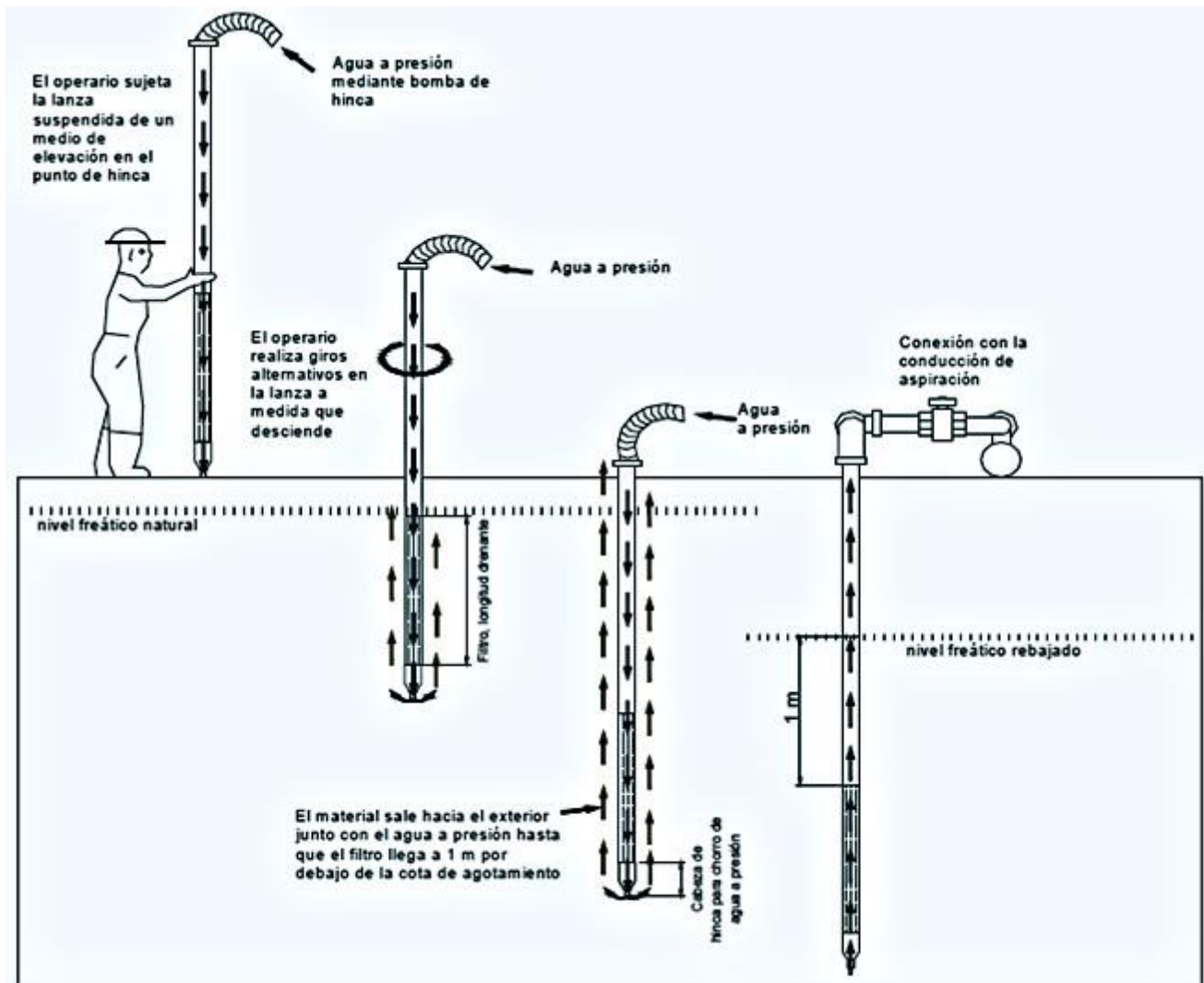


Figura 28: Procedimiento hincado de lanza de drenaje. Catalogo Ishebeck Ibérica (2012).

4.3.4. Electroósmosis.

En primer lugar hay que explicar el fenómeno de la electroósmosis, este ocurre en suelos con gran contenido de finos como los limos y las arcillas, Tomlison (1974) menciona que estos suelos son más difíciles de drenar debido a que las fuerzas capilares que actúan sobre el agua intersticial impiden su libre circulación bajo las fuerzas de gravedad. Asadi et Al. (2013) define la electroósmosis como un fenómeno electrocinético que consiste en el movimiento de líquido a través de un medio micro poroso bajo la influencia de un campo eléctrico aplicado.

Terzaghi y Peck (1973) mencionan que si en un suelo saturado se introducen dos electrodos y se hace pasar una corriente eléctrica entre ellos, el agua migra del ánodo al cátodo (polo positivo hacia el polo negativo). Si el cátodo es un pozo filtro se puede remover el agua.

En las arcillas al expulsar el agua presente comienza el fenómeno de consolidación, otorgando un aumento de la resistencia cortante del suelo y se generan fisuras y grietas cerca de los ánodos.

Bonhomme (1974) y Tomlison (1973) describen el procedimiento en terreno que se utiliza, inicialmente se hincan barras de acero que actúan como ánodos y se utiliza como cátodo una cañería parecida al sistema well point o un pozo filtrador, luego se bombea el agua hasta la superficie. Generalmente la disposición en terreno de los ánodos y cátodos es intercalados, de manera que el agua recorra una distancia menor, es importante notar que el agua se mueve de manera lenta.

Como menciona Valladares (2007) este método es poco utilizado por su poca práctica, economía y autonomía debido a que requiere de energía eléctrica lo que es difícil en situaciones sin suministro eléctrico. Además la cantidad de energía que se requiere para desplazar una pequeña cantidad de agua es considerable.

Jiménez (1980) aclara que este método no se utiliza para drenar toda el agua presente en el suelo, sino para drenar parte del agua, y así aumentar su consistencia y resistencia cortante, hasta el valor que permita la ejecución de la obra de forma segura.

Es por esto que este método sirve principalmente para la estabilidad de taludes que no pueden ser soportados por sistemas de contención.

Los costos de este sistema se ven aumentados debido a que se requiere de energía eléctrica para su funcionamiento, según Jiménez (1980) que cita a Bjerrum el Al (1967), por metro cúbico de arcilla estabilizado se consumieron

17 [kWh] por un mes, extrayendo 2000 [m³] de agua. Por lo anterior, este sistema se utiliza generalmente para ayudar a contener suelos que no pueden ser soportados por otros sistemas de soporte, siendo poco utilizado para el drenaje total de agua del suelo.

4.4. Cantidad de bombas a elegir.

Es importante para el ingeniero a cargo tener claro las consideraciones mencionadas por Valladares en el acápite 4.3, ya que considerando esto y el o los métodos de agotamiento escogidos es posible determinar la cantidad de bombas a utilizar. Sin embargo, medir la cantidad de agua que existe en el terreno no es una tarea fácil pudiendo producir un error de estimación del tipo y número de bombas a utilizar.

Tomlison (1973) menciona que con mucha frecuencia después de iniciada la excavación se encuentra más agua de la prevista; trasladándose más equipos de bombeo y logrando profundizar la excavación.

Lo anterior radica en un aumento del costo del proyecto por dos razones, la primera, mayor costo en arriendo de bombas y la segunda, mayor costo por el aumento del plazo del agotamiento de la napa freática. Por esta razón es que variadas obras constan con más bombas de las calculadas para su agotamiento.

Bonhomme (1974) clarifica que el costo de una detención de la faena, por falta de equipo de bombas, es superior a los gastos que representa tener equipos en exceso.

Es por esto que el ingeniero debe conocer el flujo de agua, las condiciones del terreno y la profundidad del nivel freático, ya que así puede estimar el número de bombas a utilizar y pedir un excedente de estas, evitando así un posible retraso de la obra.

Para conocer el flujo de agua presente en el suelo, se debe realizar ensayos de permeabilidad en laboratorio con suelo presente en la obra (carga variable o carga constante), de esta forma se obtiene el coeficiente de permeabilidad necesario para conocer el flujo de agua.

Las bombas a escoger se espera que funcionen de manera continua y por un largo tiempo, pudiendo desplazarse con facilidad de un lugar a otro.

5. Sistemas flexibles de Sostenimiento de Suelo.

5.1. Tablestacado.

5.1.1. Características del Tablestacado.

I. Descripción Tablestacado.

Se llama tablestaca a una pieza prefabricada, recta, donde la dimensión longitudinal es muy superior a las otras, de sección transversal constante y alargada cuyos extremos están dotados de juntas para su unión con otras tablestacas idénticas (Uriel 1980).

Las tablestacas más utilizadas en la actualidad son las metálicas o de acero, pero también se desarrollan de hormigón, de madera y plásticas (PVC). Estas pueden tener un carácter provisional o permanente en la obra, existiendo diferentes diseños o formas para diferentes funciones.

Varias tablestacas unidas se denominan Tablestacado correspondiente a la pantalla de varias tablestacas, la unión de estas tablestacas se realiza en el proceso constructivo del Tablestacado y se logra deslizando una tablestaca a lo largo de la junta de otra.

II. Utilización Tablestacado.

El Tablestacado se utiliza en una obra para otorgar estanqueidad al sistema y/o generar una gran resistencia al suelo y agua presente en el suelo, es decir, se utilizan para sostenimiento lateral de suelos en donde haya presencia de napa freática.

Principalmente se utiliza en suelos granulares finos y en suelos finos, la profundidad que puede alcanzar depende exclusivamente de la longitud de la

pieza, esta viene determinada por la madera, el hormigón o el acero que la conforma.

No es recomendable utilizarlo en terrenos con gravas o bolones, ya que el proceso de hincas se puede ver interrumpido tal como se describe en 5.1.3 III.

Los Tablestacados se utilizan principalmente en obras portuarias donde se requiere de estanqueidad, del mismo modo, en obras que requieren protecciones fluviales. No es usual utilizar este tipo de soporte para contener suelos en excavaciones de edificio, pero puede ser utilizado de manera temporal.

5.1.2. Tipos de tablestacas.

Se distinguen tres tipos de tablestacas por el material del cual está concebida, estas son de madera, hormigón y acero.

I. Tablestacas de Madera.

Según Tomlinson (1973) este tipo de tablestacas se utilizaron con frecuencia en el siglo XIX pero han sido reemplazadas por las de acero, limitando su uso. Actualmente se usan en lugares donde se disponga fácilmente de madera y en donde la excavación sea de poca profundidad.

Las limitaciones que presentan las tablestacas de madera son:

- Dimensiones reducidas en longitud, máximo 10 metros aproximadamente, debido a la obtención de la madera.
- Alta deformabilidad.
- Baja resistencia.
- Corta duración si está sumergida de manera alternada en el agua, se soluciona con maderas con alto contenido de resina.

En el proceso de hincado por golpeo de las tablestacas de madera se utiliza en la cabeza de estas un zuncho metálico a presión para no dañarlas. En las puntas,

cuando el terreno es granular grueso, se utilizan azuches metálicos (ver glosario) con el propósito de evitar daños en la punta y permitiendo penetrar de mejor manera el suelo, en la Figura 29 se observa la tablestaca de madera.

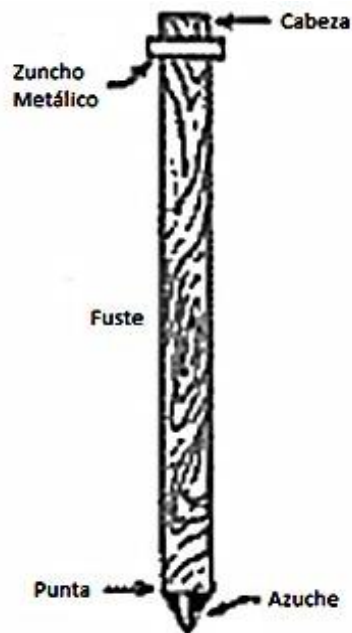


Figura 29: Tablestaca de madera con zuncho y azuche metálico. Gentileza:
<http://www.elconstructorcivil.com/2011/02/partes-de-un-pilote-de-madera.html>

El Tablestacado se genera a partir de una tablestaca central con doble biselado simétrico y tablestacas secundarias con biselado en contacto con la tablestaca anterior, esto para darle mayor rigidez al sistema, ya que al hincar las tablestacas biseladas estas se aprietan con la tablestaca anterior. Se hincan en primer lugar las tablestacas centrales y luego las tablestacas secundarias próximas a las centrales. Se utilizan vigas llamadas largueros para fijar el lugar en donde se deslizan las tablestacas. La Figura 30 muestra las tablestacas centrales y secundarias, también el biselado de estas.

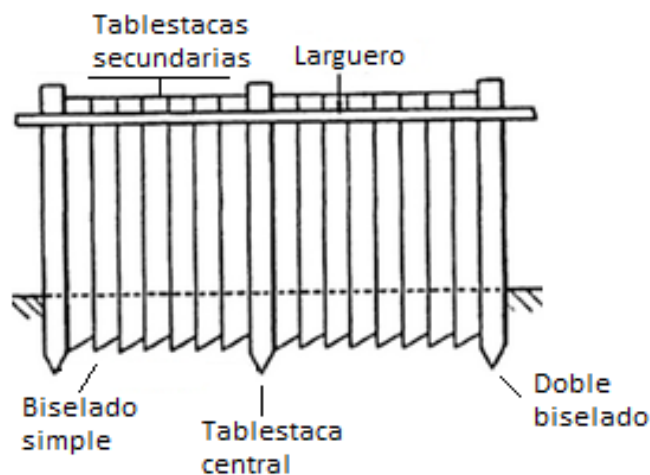


Figura 30: Disposición de Tablestacado de madera. Gentileza: <http://procedimientosconstruccion.blogspot.com/2015/08/05/tablestacas-de-madera/>

Para otorgarle resistencia al Tablestacado se colocan las juntas de las tablestacas una en contacto con la otra. Finalmente la presión del suelo y la expansión de la madera al estar húmeda ayudan a cerrar las juntas.

II. Tablestacas de Hormigón Armado.

La calidad del acero y del hormigón debe ser tal que soporte los esfuerzos generados en los procesos de izado, hincado y servicio de la tablestaca.

Las juntas no generan estanqueidad, para lograrla, el hueco generado por el contacto de las tablestacas se rellena con cemento, cemento y bentonita, madera o goma.

Existen juntas que permiten el uso de este tipo de tablestaca en terrenos no necesariamente rectos, pudiendo girar la pantalla de acorde al contorno de la excavación. Las juntas del hormigón son diferentes a las juntas de la madera, dado que el hormigón se genera a través de moldaje.

Para evitar la presencia de grandes tensiones locales se dispone en el machihembrado de las tablestacas de hormigón armado en el sentido de la hinc

que la hembra se deslice en el macho, de manera de evitar la presencia de grava o gravilla en la junta.

De igual manera que la tablestaca de madera, en el proceso de hinca, la punta se protege con azuche para que el hormigón no se rompa o deteriore. La cabeza debe protegerse con sombreretes y sufridera para evitar fisuras y rotura al ser golpeadas en la hinca.

El sombrerete corresponde a una pieza metálica que se coloca en la cabeza de la tablestaca y sirve para repartir la energía del golpe en el hincado por percusión. La sufridera es una madera dura o componentes plásticos que se coloca sobre el sombrerete y sirve para evitar el contacto metal – metal permitiendo amortiguar el ruido y el deterioro de la cabeza de la tablestaca.

Cada tablestaca tiene un biselado en el sentido del avance para cerrar las juntas, esto junto a la presión de suelo del trasdós permite apretar cada tablestaca con la anterior.

III. Tablestacas de Acero o Metálicas.

Este tipo de tablestacas es el más utilizado en la actualidad, corresponden a perfiles laminados de acero al carbono sin aleación especial, cuya resistencia a tracción supere o igual los 340 MPa (Jimenez (1980)).

En el concepto de resistir las presiones de suelo del trasdós, se utilizan los perfiles laminares modulares que unidas generan una gran resistencia a la flexión. Existen también los perfiles laminares planos, pero estos se utilizan en situaciones en donde no se generen grandes momentos flectores, por ejemplo en la ribera de un río.

Como menciona Skylinesteel I de la Nucor Company (2015), los perfiles pueden ser laminados en frío o en caliente, la diferencia radica en la conexión de las

diferentes tablestacas. En caliente la interconexión es más ajustada y al contrario en frío.

Por lo anterior, en condiciones extremadamente severas o de baja permeabilidad se recomiendan tablestacas laminados en caliente, ya que son más grandes y tienen un rango más amplio de resistencias que las tablestacas laminadas en frío.

Las ventajas del uso de tablestacas de acero son:

- Son ligeras permitiendo un fácil manejo.
- Gran resistencia a flexión.
- Generan estanqueidad elevada, debido a las juntas.
- Adaptación al terreno en donde se trabaja, debido a las juntas.
- Facilidad de hinca, incluso en suelos duros o granulares gruesos, lo que implica una instalación fácil.
- Fácil extracción.

Según Uriel (1980) el diseño de las juntas y tablestacas obedece:

1. Guiado efectivo y buen deslizamiento relativo.
2. Resistencia a tracción a lo largo de la junta, que minimice el riesgo de desenhebrado durante la hinca.
3. Estanqueidad.
4. Capacidad de cierto giro relativo, para adaptarse a contornos con curvatura y corregir pequeños defectos de alineación durante instalación.

A continuación se detallan dos secciones de tablestacas modulares utilizadas en la actualidad. Cabe destacar que existen diversas secciones y combinaciones de estas que los diferentes proveedores tienen a su disposición.

Tablestacas Z.

Sección donde la junta se realiza a ambos extremos del eje neutro y por esto el alma es continua, esto mejora el módulo resistente de la tablestaca generando una gran inercia capaz de reducir la deformación, el gran ancho de la tablestaca permite una buena resistencia a la corrosión.

Hay que tener cuidado en el momento de extraer este tipo tablestacas, si son temporales, ya que tienden a enrollarse, por ende, apretarse las uniones.

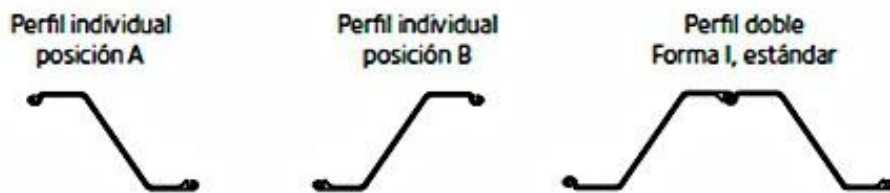


Figura 31: Disposiciones tablestacas Z según catálogo ArcelorMital. Gentileza Catálogo ArcelorMital 2010.

Tablestacas S.

Sección donde la junta se realiza en una de cada dos intersecciones con el eje neutro, generan alta resistencia a tracción en la junta y alta resistencia a flexión global. Poseen variadas opciones de secciones formando series con diversas características geométricas como se ve en la Figura 32.

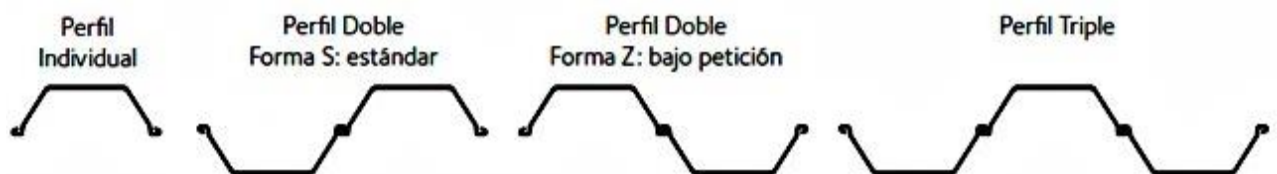


Figura 32: Disposiciones tablestacas S según catálogo ArcelorMital. Gentileza Catálogo ArcelorMital 2010.

Durabilidad.

El principal factor que afecta la duración de las tablestacas de acero es la corrosión, pues este proceso en el transcurso del tiempo disminuye la sección metálica y perdiendo sus capacidades resistentes.

El caso estudiado de sostenimiento en excavaciones verticales indica que detrás del trasdós existe suelo, y en el peor de los casos presencia de agua dulce, el proceso de corrosión se genera en presencia de humedad y oxígeno.

Existen dos tipos de corrosión que se dan en este tipo de soporte:

1. Acción del oxígeno en medio electrolítico: Para que se dé la corrosión es necesaria la renovación del oxígeno presente cerca del acero, en el caso de tierras la corrosión es prácticamente nula, dado que si esta se encuentra compactada se minimiza la renovación del oxígeno. Si el relleno se renueva con frecuencia, el oxígeno también, por lo tanto se puede producir una pequeña corrosión.

En tanto, la corrosión atmosférica tiene poca relevancia en la resistencia del elemento pero si estéticamente hablando. Para que se produzca este tipo de corrosión en el intradós, se necesita una humedad relativa superior al 30%.

2. Corrosión por electrolisis: Generalmente el suelo es impermeable al oxígeno, pero existen diferentes situaciones en que se puede dar corrosión en el trasdós de una tablestaca de acero.
 - Wollin (1963) menciona que si la tablestaca debido a su longitud atraviesa estratos de suelo de diferentes características puede ser atacada por la generación de un fenómeno electroquímico, este caso se da principalmente en algunas capas arcillosas y nunca en suelo no cohesivo.

- Si la compactación del relleno fue insuficiente puede producirse renovación del oxígeno presente, y si el suelo está húmedo se puede dar el fenómeno de corrosión.
- Wollin (1963) plantea que el trasdós puede ser atacado si el agua subterránea está contaminada por desechos de productos químicos, por lo que si hay alguna industria química cerca se debe tener cuidado con la corrosión.

Si en el caso hipotético que se diera la corrosión en el trasdós, o que el ingeniero a cargo del diseño considere una posible corrosión este puede escoger diferentes alternativas para solucionarlo.

- Bonhomme (1974) establece el uso de acero anti corrosivo, considerando una aleación de cobre del 0.25% a 0.35%.
- Uso de perfil con mayor espesor, considerando una tasa de corrosión en el diseño.
- Uso pinturas especiales utilizadas después de remover el acero corroído.
- Uriel (1980) propone un revestimiento con hormigón en las zonas afectadas.

5.1.3. Proceso constructivo del Tablestacado.

En lo que prosigue del capítulo se hablará sobre tablestacas de acero que son las más utilizadas en la actualidad, tal como se mencionó en 5.1.2 III.

La construcción de una pantalla de tablestacas consta principalmente de cuatro etapas, almacenamiento, izamiento, hincado y extracción de tablestacas. A continuación se detallarán los procedimientos involucrados en cada etapa y los problemas que se generan en estas y la forma de solucionarlos.

I. Almacenamiento de tablestacas.

El traslado y manejo de las piezas a la zona de almacenamiento debe hacerse con cuidado con el fin de proteger a las personas e instalaciones circundantes, evitando así daños en la geometría de la tablestaca.

Las piezas deben almacenarse en lugares limpios con ausencia de agua evitando el contacto entre ellas para prevenir deterioro, por esto se utilizan separadores de madera. Las tablestacas cuyas características sean diferentes deben ser almacenadas y rotuladas separadas.

Cualquier apilamiento de tablestacas se debe realizar considerando la longitud y rigidez de estas, para prevenir posibles daños.

Si existen piezas con tratamientos superficiales estas deben ser separadas una a una, sin un apilamiento.

II. Izamiento de tablestacas.

Para el izamiento de tablestacas se utilizan las grúas descritas en 3.9.1. Todas las tablestacas independiente de su sección deben tener un orificio de izaje de un diámetro determinado, este se encuentra en el eje central de la sección a una altura determinada. Si la tablestaca es de gran longitud, para disminuir el largo de la pluma de la grúa se puede colocar el orificio de izaje un poco por encima de la longitud media de la pieza.

Es importante tener cuidado en el izamiento de tablestacas con estructuras cercanas, para evitar un impacto y dañar tanto la estructura como la pieza. Queda prohibida la presencia de personal en el trayecto de la tablestaca al ser izada.

III. Hincado de tablestacas.

El hincado se realiza mediante golpeo o vibración, utilizando los equipos que se detallan en el acápite 3.6, siendo ayudado por la inyección de agua (acápites 3.6.6)

Lo primero que se realiza en el proceso de hincado de tablestacas es construir una estructura que sirva de guía, esta sirve para el alineamiento de las tablestacas a hincar. Esta estructura está compuesta de una doble fila de tablas de madera colocadas cerca del suelo, distanciadas el espesor de la pared de tablestaca más un par de centímetros y fijada al suelo para evitar movimiento al colocar las tablestacas. Si el terreno en donde se trabaja es blando no es necesario colocar dos guías, si no que basta con una bien fijada al terreno.

Luego se comienza con el proceso de hincado, existen dos métodos generalmente usados. El primero corresponde a hincado sucesivo de tablestacas, una por una o en parejas teniendo cuidado que la primera tablestaca este hincada de manera vertical y en su ubicación exacta con respecto a los planos de diseño, así la pantalla es lo más rigurosa posible. Es importante que no se generen desacoples o giros en las tablestacas posteriores, ya que según Bonhomme (1974) el ajuste de cada tablestaca es 3 mm.

El segundo método consiste en hincado en paneles, se caracteriza por paneles que contienen entre 6 a 12 pares de tablestacas, el procedimiento de construcción es utilizando las guías de madera, hincando las tablestacas extremas del panel hasta una profundidad determinada que permite el anclaje o hasta la longitud de empotramiento determinada en el diseño, posterior a esto se hincan las tablestacas intermedias a igual profundidad que las tablestacas extremas siguiendo el sentido de hinchamiento determinado por el biselado. Luego se comienza con la colocación de un nuevo panel, empezando con el hincado de la tablestaca extrema, a partir de este punto se utilizan dos equipos para hincar, uno dedicado a hincar las tablestacas intermedias y otro para comenzar el hincado de nuevos paneles.

Este último método sirve para encontrar obstáculos en el terreno, ya que la presencia de estos impide en algunos casos el avance del hincado, si sucede esto esa tablestaca se deja de hincar y se continúa con la siguiente si es posible,

quedando determinado entonces el obstáculo. En algunos casos se da que el obstáculo puede ser apartado por la colocación de la tablestaca contigua, si no se da ese caso se puede excavar para eliminar la interferencia y permitir la construcción de la pantalla.

Para facilitar la hincada se engrasan las uniones para mejorar el desplazamiento entre tablestacas. Para la protección de las tablestacas mediante hincada por golpeo se utilizan sombreretes y sufrideras con el fin de evitar deformaciones, estos se unen a las tablestacas y muchas empresas generan sombreretes que se pueden conectar a muchas secciones de tablestacas siendo versátiles.

Problemas generados en la hincada de tablestacas.

Existen diversos problemas que se generan en la hincada de tablestacas, a continuación se detallan los más recurrentes (Jiménez (1980)).

- Tablestacas al ser hincadas no quedan en el lugar teórico que debiesen tener, esto se genera principalmente por la presión que ejerce el suelo sobre las juntas entre tablestacas permitiendo que se abran, de esta forma no mantienen su posición. Para solucionar esto se utilizan en diferentes niveles planchas de acero soldadas, no funcionan perfectamente dado que pueden ser arrancadas si el terreno donde se trabaja es muy duro o existen bolones.
- Dada la flexibilidad de las tablestacas otorgada por las juntas, estas no mantienen su lugar teórico en presencia de obstáculos, desviándose.
- Cuando el terreno de trasdós corresponde a relleno y este se compacte genera en las tablestacas por acción de la presión de suelo un desacoplamiento de las juntas, alargamiento de la pantalla y superposición de las alas de los perfiles de la tablestaca.
- Vuelco de las piezas sucesivas que se hincan, lo cual corresponde a un efecto abanico que se genera al hincar una por una o en pares las

tablestacas, dada la presión que el suelo ejerce sobre la tablestaca introducida esta es empujada hacia las otras ya colocadas, esto genera 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.

- Los métodos para hincados generan gran cantidad de ruido, que puede estar fuera de la norma del país donde se aplique. Es por esto que las empresas dedicadas al servicio de estas maquinarias deben solucionar esto mediante amortiguación de ruidos, en algunos casos estos son los sombreretes y sufrideras.

IV. Recorte de tablestacas.

Luego de finalizado el hincado de tablestacas la altura libre de estas no siempre es la misma para todas, por lo que es necesario realizar un recorte de manera que la pantalla de tablestacas quede alineada con la medida estipulada en los planos de diseño.

Luego de esto se procede a la excavación del terreno de la obra utilizando maquinaria descrita en el acápite 3.4.

V. Extracción de tablestacas.

Si el Tablestacado es de uso provisional es menester la extracción de las tablestacas que lo conforman luego de finalizada su función. La idea de la recuperación de las tablestacas es la reutilización de estas, por lo que hay que ser prolijo en la extracción de estas para evitar daños y torceduras de las piezas.

La extracción muchas veces no se puede realizar, es por esto que se corta la tablestaca a nivel de suelo dejando la longitud de empotramiento dentro del suelo, esto sirve para evitar socavación del suelo y no perturbar el suelo alrededor.

Para la extracción se utilizan los martillos o martinetes utilizados en la hinca pero haciéndolos funcionar en la dirección contraria, si la tablestaca fue introducida

por vibrado se puede utilizar esta misma máquina para extraerla. Si el suelo es arenoso se puede utilizar inyección de agua para la sacar la pieza del suelo.

Uriel (1980) establece que para un buen rendimiento en la extracción de tablestacas mediante martinetes la fuerza de tracción que debe ejercer la grúa tiene que ser a lo menos 3 veces mayor que el peso del extractor por golpeo más el peso de la tablestaca. De igual forma, el mismo autor establece que en el caso de que el extractor sea por vibración esta fuerza de tracción debe ser a lo menos igual a la suma del peso del extractor más el peso de la tablestaca más la cuarta parte de la fuerza centrífuga del vibrador.

5.1.4. Tipos de Tablestacados.

Estos tipos de Tablestacados contienen ciertos detalles en su construcción que en el acápite 5.1.3 no fueron mencionados, detallándose a continuación.

1. Tablestacado con ménsula: Si la excavación no es tan profunda, el Tablestacado puede estabilizarse por sí solo por los empujes de suelo y agua presentes entonces se hinca la pantalla de tablestacas, empotrándolas en el terreno una cierta longitud determinada por los empujes del suelo en el trasdós, además se deja una longitud libre para la extracción de la tablestaca. Se procede con la excavación en el intradós. Ver Figura 33 (a).
2. Tablestacado arriostrado: Si la excavación es muy profunda, el suelo no es competente o existe una gran sobrecarga, impidiendo trabajar en ménsula entonces el suelo se puede soportar colocando riostras y luego se excava. Generalmente se usa en zanjas. Ver Figura 33 (b).

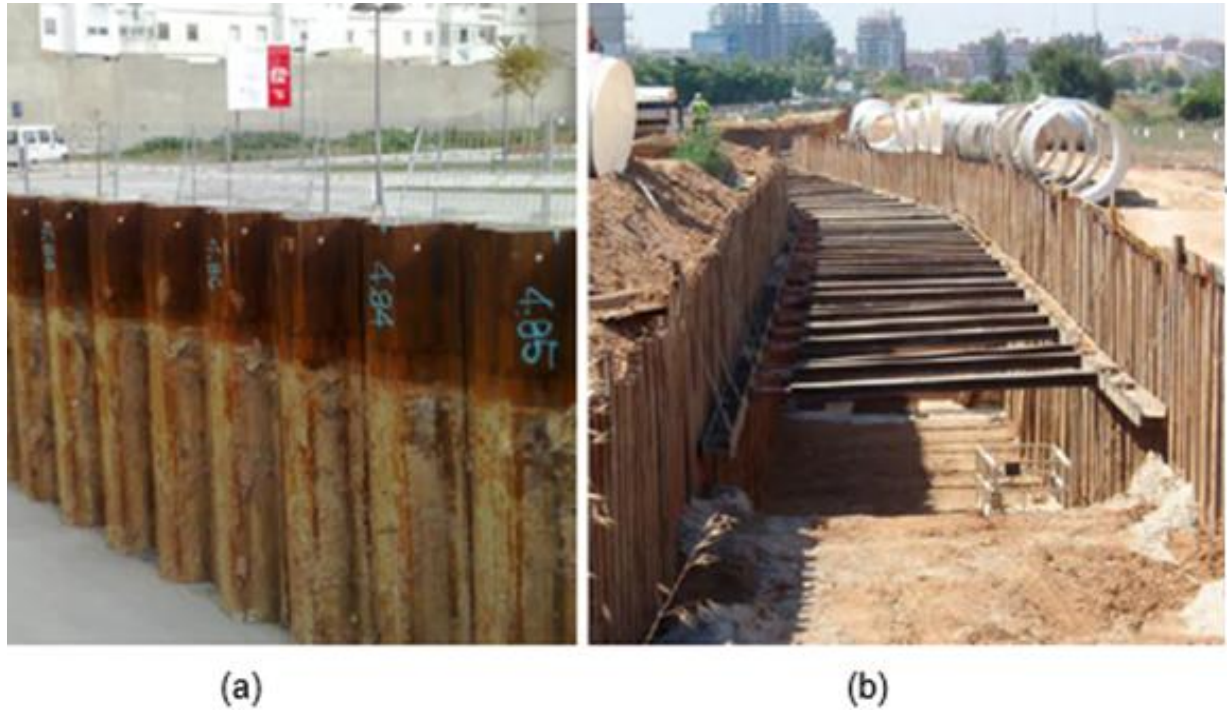


Figura 33: Ejemplos de tipos de Tablestacados. Gentileza Ischebeck Ibérica (2013), Pantallas de tablestacas. (a) Tablestacado con ménsula. (b) Tablestacado arriostrado.

3. Tablestacado atirantado: Si no se puede utilizar la forma 1 y la forma 2, se puede arriostrar la pantalla mediante el uso de una pantalla de tablestacas auxiliar que se coloca a cierta distancia, entre ambos Tablestacados se excava una zanja de poca profundidad por la cual se hace pasar un tirante que une las dos pantallas mediante una viga de atado. En algunos casos es necesario rellenar la pequeña zanja por disposición del trabajo. Luego se excava en el intradós. Ver Figura 34 (a).

4. Tablestacado anclado: Cuando es necesario tener libre el interior de la excavación y no se puede atirantar, se utilizan anclajes para soportar la pantalla. Los anclajes pueden ser en el coronamiento o con anclaje bajo. Para la colocación de estos anclajes, luego del hincado de la pantalla de tablestacas, se realiza una pre excavación de determinada profundidad dependiendo de dónde se realice el anclaje, luego se realiza el anclaje

fijándola con la viga de atado. Luego se realiza la excavación en el intradós y si es necesario se cortan las cabezas de los anclajes para retirar las tablestacas, el resto del anclaje se pierde. Ver Figura 34 (b).

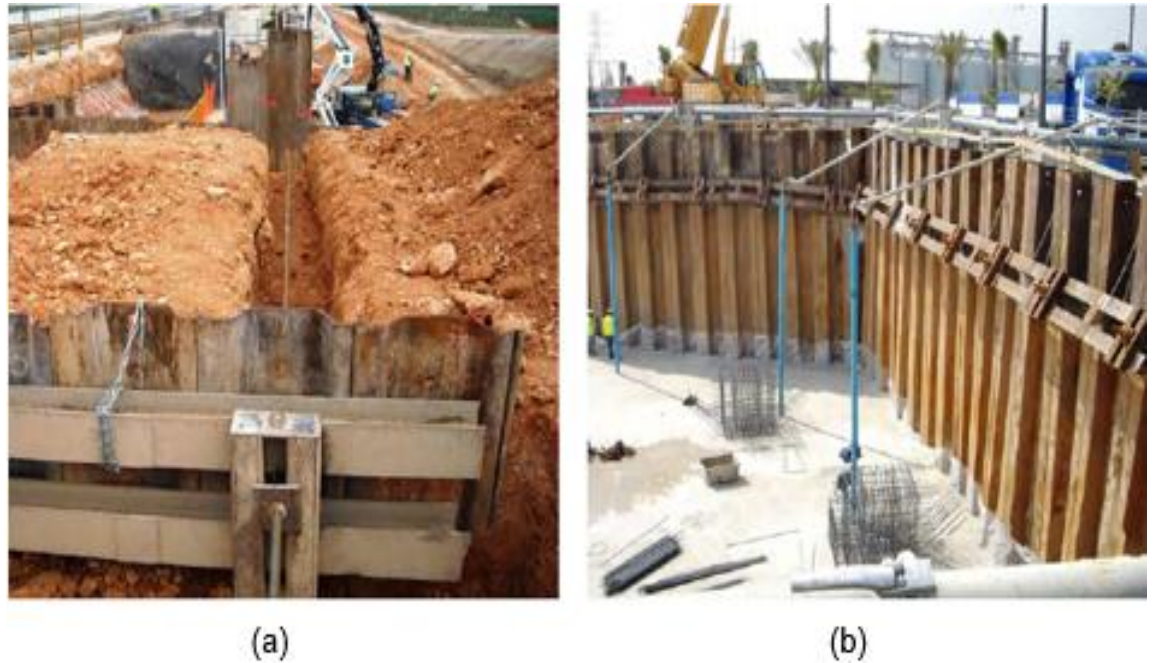


Figura 34: Ejemplos de tipos de Tablestacados. Gentileza Ischebeck Ibérica (2013), (a) Tablestacado atirantado. (b) Tablestacado anclado.

5.1.5. Ventajas y Desventajas.

I. Ventajas.

1. Poseen gran resistencia a la flexión.
2. Utilizable en presencia de nivel freático, por la estanqueidad que generan.
3. Una vez colocadas en terreno y unidas las tablestacas se procede de inmediato a la excavación, no hay que esperar tiempo al no usarse hormigón.
4. Facilidad de hinca.

5. Facilidad en la extracción si es de uso temporal.
6. Utilizable en suelos granulares finos y suelos finos.

II. Desventajas.

1. Problemas en la instalación si existen rocas.
2. Problemas de corrosión si son almacenadas para su posterior uso en lugares con presencia de agua y oxigenación.
3. Problemas en juntas de tablestacas debido a proceso de hincas, no mantienen el lugar teórico.
4. Se debe construir el Tablestacado en su totalidad para comenzar la excavación del solar del terreno.

5.2. Pantalla de Pilas y Pilotes.

5.2.1. Características de Pilas y Pilotes.

I. Descripción de Pilas y Pilotes.

La diferencia principal entre pilas y pilotes corresponde al proceso constructivo de estas. La primera se realiza mediante excavación manual, en cambio, la segunda se realiza mediante excavación con maquinaria. Ambos sistemas serán descritos en este capítulo.

Los pilotes y pilas además de utilizarse como fundación de una estructura se utilizan para el soporte de los empujes horizontales generados por el suelo, por lo que sirven como contención. Los pilotes son perforados in situ de hormigón armado.

Para la contención del suelo es necesaria la realización de Pantallas de Pilotes o Pilas, entendido como un conjunto de pilotes o pilas en el terreno, se pueden disponer de ilimitadas formas. Siendo las más utilizadas secantes, tangentes y discontinuas.

Saucedo (2012) menciona que este tipo de pantalla es aceptada en el mundo de la construcción debido a que se minimizan las deformaciones en el suelo circundante a la excavación y permiten colocar la superestructura. A partir de lo anterior, se entiende que este tipo de contención se utiliza en el sistema Top – Down, que se estudia en el acápite 5.7.

Estas pantallas son flexibles. En muchos casos para soportar los empujes de suelo, agua y sobre cargas es necesario el uso de anclajes a distintas profundidades (anexo 10.2.3).

II. Utilización de Pilotes o Pilas.

Este tipo de sistema de sostenimiento de suelos se suele utilizar en terrenos urbanos con un espacio de trabajo restringido, ya que no utilizan mucho espacio. Pudiendo ser socializado o entibación (ver glosario).

El tipo de suelo y condición de agua en que se utiliza este sistema de contención depende exclusivamente de la ubicación espacial de los pilotes en la pantalla, en el acápite 5.2.2 se estudiarán los casos más comunes. Las pilas se realizan de manera discontinua y tangente. Generalizando se utiliza en cualquier condición de suelo y agua.

Dependiendo del tipo de suelo para sostener la perforación se utilizan camisas de metal y uso de lodo bentonítico, generalmente se utiliza en terrenos duros el encamisado y en terrenos blandos el lodo (Turner et Al. (2004), Coll (2013)).

Coll (2013) menciona las características de los pilotes en las pantallas, estos poseen un diámetro de 0,6 a 1,5 metros y alcanzan profundidades hasta 50 metros. Por otra parte, Pilotes Terratest (2001) menciona que dependiendo del sistema utilizado para la perforación, la profundidad alcanzada es menor, esto se detallará en el acápite 5.2.2.

Las pilas generalmente tienen un área superficial cuadrada.

5.2.2. Tipos de Pantallas de Pilotes.

Como se mencionó anteriormente, las disposiciones que pueden tomar los pilotes al formar las pantallas son ilimitadas, en particular se abarcarán los tres sistemas más utilizados en las obras y se explicará bajo qué condiciones del terreno se utilizan. Las pilas pueden ser discontinuas y tangentes al construirse a mano, generalmente son discontinuas. Se describirán las Pantalla de Pilotes.

I. Pantalla de Pilotes discontinuos.

La Pantalla de Pilotes discontinuos se construye como se observa en la Figura 35, la separación entre pilotes o pilas y el diámetro depende exclusivamente del terreno (tipo de suelo y presencia de agua), de los empujes y la capacidad a flexión de los pilotes (Godavarthi et Al. (2011)). Viene dado por diseño.

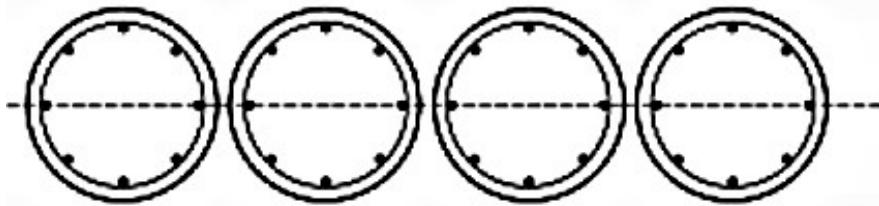


Figura 35: Pantalla de Pilotes discontinuos. Godavarthi et Al. (2011)

Al dejar suelo sin excavar entre pilotes se tiene que este trabaja por efecto arco, permitiendo la estabilidad de este.

Este tipo de pantallas se utilizan en suelos cohesivos de buena calidad sin presencia de aguas, ya que en estos casos los empujes no son de gran consideración (Saucedo (2012)). Pueden existir casos en que exista la presencia de agua pero que esta no sea un riesgo para la estabilidad del muro, es por esto que se puede diseñar un sistema de recolección de agua en el trasdós de la pantalla, luego esta agua se bombea hacia afuera (Godavarthi et Al. (2011)).

Si se considera la Pantalla de Pilotes discontinuos como una estructura permanente generalmente se requiere de un refuerzo de hormigón proyectado adicional sobre el suelo libre para asegurar que no se desmorone hacia el interior del solar, y resista también mayores presiones de agua (Cementation Skanska (2009)).

II. Pantalla de Pilotes tangentes.

La Pantalla de Pilotes tangentes se construye como se observa en la Figura 36. Se tiene un punto de contacto, generando líneas tangenciales.

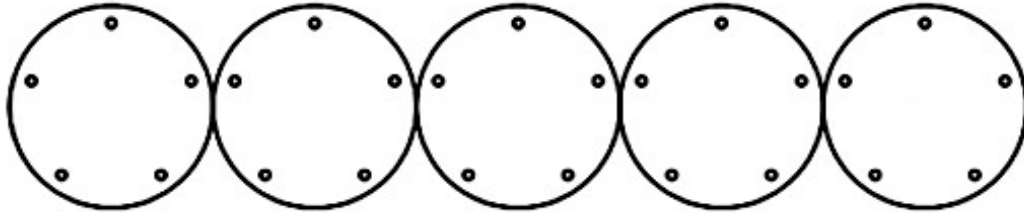


Figura 36: Pantalla de Pilotes tangentes. Gentileza:
http://pantallax.es/servicios_pantalla_pilotes.php

Este tipo de pantalla se utiliza cuando se tienen empujes mayores a los observados en las Pantallas de Pilotes discontinuos, en donde el efecto arco es incapaz de asegurar la estabilidad.

Saucedo (2012) menciona que las Pantallas de Pilotes tangenciales se utilizan cuando no existe la presencia de agua. Esto se debe a que el agua puede aflorar por la línea tangencial generando dificultades dentro de la excavación y de estabilidad.

III. Pantalla de Pilotes secantes.

La Pantalla de Pilotes secantes se construye como se observa en la Figura 37 y en la Figura 38, los pilotes son contruidos uno sobrepuesto del otro, en el proceso constructivo (acápite 5.2.3 III) se detalla el procedimiento para lograr esta forma. Se observa que la pantalla está formada por pilotes primarios (armados) que resisten los esfuerzos y pilotes secundarios (pilotes perforados de hormigón)

Este tipo de pantallas se utilizan en terrenos duros bajo el nivel freático, en donde se tienen elevados empujes (Wharmby et Al. (2010)).

Esta pantalla genera estanqueidad, controlando el agua de buena manera al construirse de arriba hacia abajo. Por lo mismo genera un buen control del agua minimizando los movimientos en suelos débiles y húmedos (Godavarthi et Al. (2011)). Altuntas et Al. (2009) menciona que al controlar el agua se evita un costo mayor del proyecto por depresión de la napa freática.

A. Duros/Blandos y Duros/Firme.

Utiliza pilotes primarios de hormigón armado y pilotes secundarios de un hormigón pobre. Se utiliza para la retención de agua.

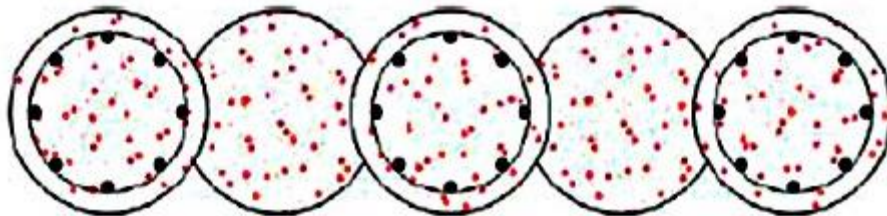


Figura 37: Pantalla de Pilotes secantes, duro/blando y duro/firme. Cementation Skanska (2009).

Cementation Skanska (2009) menciona que para estas pantallas, en algunos proyectos es necesario el uso de un pequeño muro de hormigón reforzado para funciones permanentes, este muro se realiza delante de la Pantalla de Pilotes.

B. Duros/Duro.

Esta pantalla se diferencia de la anterior en que los pilotes secundarios están formados por hormigón con una mayor resistencia pudiendo ser reforzados con acero (Cementation Skanska (2009)).

Si se desea utilizar este tipo de pantallas para uso permanente, no es necesario el uso de un pequeño muro de hormigón armado, ya que se sostiene sólo y es capaz de soportar grandes esfuerzos de empuje.

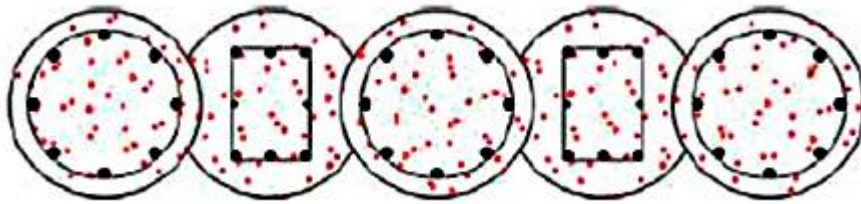


Figura 38: Pantalla de Pilotes secantes, duro/duro. Cementation Skanska (2009).

5.2.3. Proceso constructivo Pantalla de Pilotes.

Se explicará el proceso constructivo en la realización de Pantallas de Pilotes, esto se desarrollará en tres partes, la primera expresará la diferencia en el soporte temporal utilizado en la perforación, sea esta sin nada, con camisa metálica o con lodo bentonítico. La segunda parte expresará la diferencia que existe entre los distintos tipos de Pantallas de Pilotes. Tanto la primera y segunda hacen referencia al método tradicional de construcción utilizando máquinas perforadoras. Por último, la tercera hace referencia a la construcción de la Pantalla de Pilotes utilizando la hélice continua.

I. Diferencia en proceso constructivo entre el uso de camisa metálica temporal y lodo bentonítico en sostenimiento de la perforación.

A continuación se describirá el proceso constructivo de un pilote utilizando un sistema de soporte para el orificio perforado, es importante destacar que estos sostenimientos se pueden utilizar en los métodos descritos en el acápite 5.2.3 III.

A. Uso de camisa metálica temporal.

Los pasos a seguir se observan en la Figura 39.

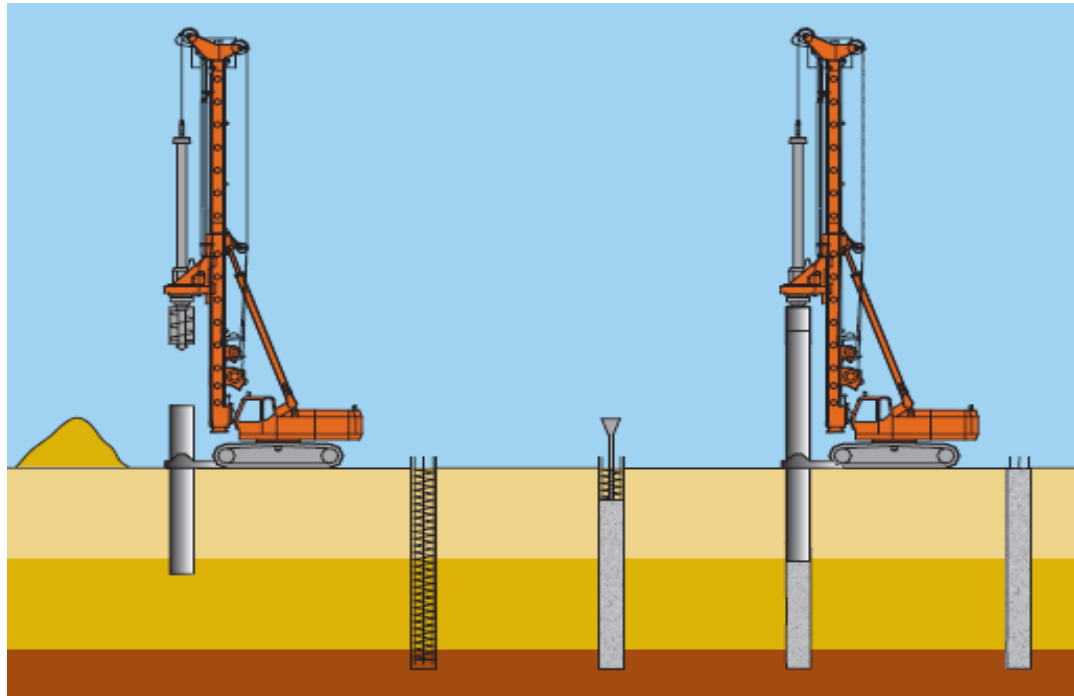


Figura 39: Proceso constructivo con camisa metálica recuperable. Pilotes Terratest (2001).

Excavación.

Se procede a la excavación utilizando máquina perforadora por rotación o cuchara bivalva, se diferencian por la forma del pilote.

Sostenimiento con camisa metálica recuperable.

A medida que se procede con la excavación se sostienen las paredes con camisas metálicas recuperables, las cuales tienen longitud semejante a la excavación, se debe tener en consideración que vienen dimensionadas por fábrica.

Colocación de la armadura.

Una vez finalizada la excavación y con la camisa metálica en su lugar, se procede a la introducción de la armadura del pilote, esta debe ser dispuesta en la posición presente en el diseño, para esto se sujeta del murete guía.

Hormigonado y extracción de camisa metálica.

Se procede al hormigonado del pilote, este se desarrolla con la tubería tremie (ver acápite 3.2) colocada hasta el fondo del pilote de manera de tener un hormigón homogéneo. A medida que se avanza con el hormigonado se procede a la extracción de la camisa metálica, dado que el hormigón da el soporte lateral a la perforación (Pilotes Terratest (2001)).

Una vez curado el hormigón, si es menester para garantizar la estabilidad, se procede a la realización de anclajes.

B. Uso de lodo bentonítico.

Los pasos a seguir se observan en la Figura 40.

Excavación.

La excavación se realiza del mismo modo que usando camisa metálica.

Sostenimiento con lodo bentonítico.

A medida que se procede con la excavación se agrega el lodo bentonítico (ver acápite 3.1.1) que sostiene las paredes de la perforación. Al llegar al fondo es necesario limpiarla con cazo o Air lift, si el lodo está contaminado se debe enviar a la planta desarenadora (ver acápite 3.3).

Colocación de la armadura.

Una vez terminada la excavación se introduce la armadura en el orificio, esta debe quedar en la posición establecida por diseño, para lograr esto se sujeta al murete guía.

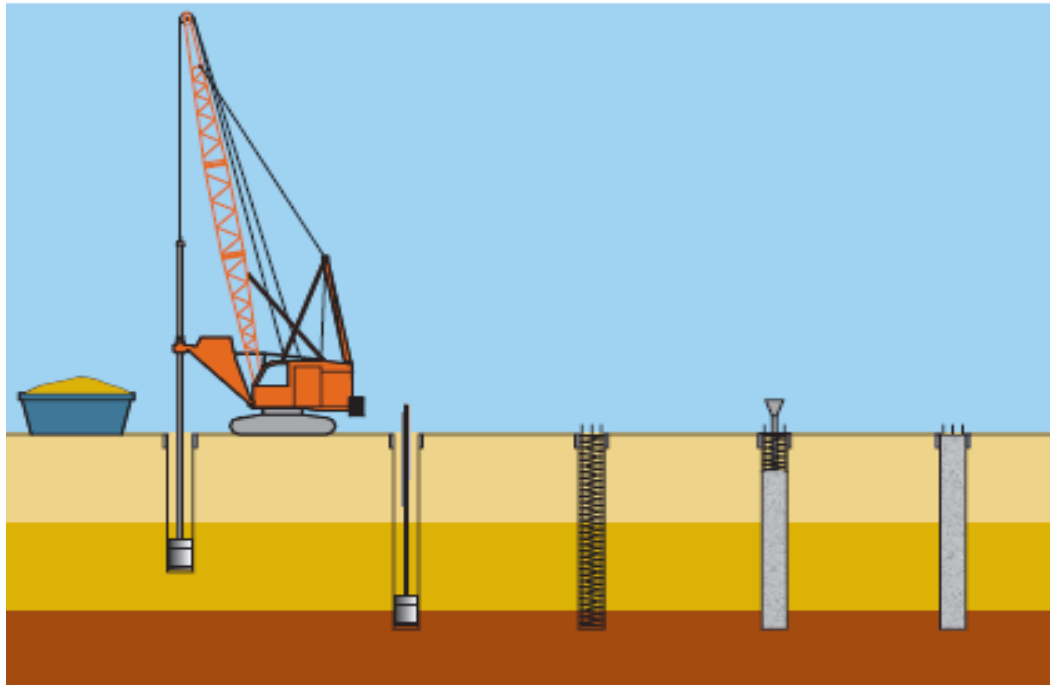


Figura 40: Proceso constructivo pilotes utilizando lodo bentonítico. Pilotes Terratest (2001).

Hormigonado y extracción del lodo bentonítico.

Se introduce hormigón al orificio mediante el uso de una tubería tremie, esta se dispone en la profundidad del pilote, a medida que el hormigón entra desplaza el lodo presente por diferencia de densidades.

El lodo se extrae y se lleva a plantas desarenadoras, es importante colocar más hormigón que el necesario para llenar el pilote debido a que el hormigón que se colocó primero y se encuentra en la superficie del pilote viene contaminado por el lodo, para evitar fallas locales se procede a retirar el hormigón contaminado.

Una vez curado el hormigón, si es menester para garantizar la estabilidad, se procede a la realización de anclajes.

II. Proceso constructivo de Pantalla de Pilotes utilizando hélice continua.

Se escoge el uso de la hélice continua cuando el suelo a excavar es inestable y es posible el desmoronamiento de las paredes de los orificios perforados.

Este proceso constructivo generalmente se utiliza en Pantalla de Pilotes discontinuos y tangentes, dado que la hélice no ejerce gran fuerza en la punta y es incapaz de romper el hormigón de los pilotes secundarios.

A continuación se tienen los pasos a seguir en este proceso constructivo, una secuencia del proceso se observa en la Figura 41.

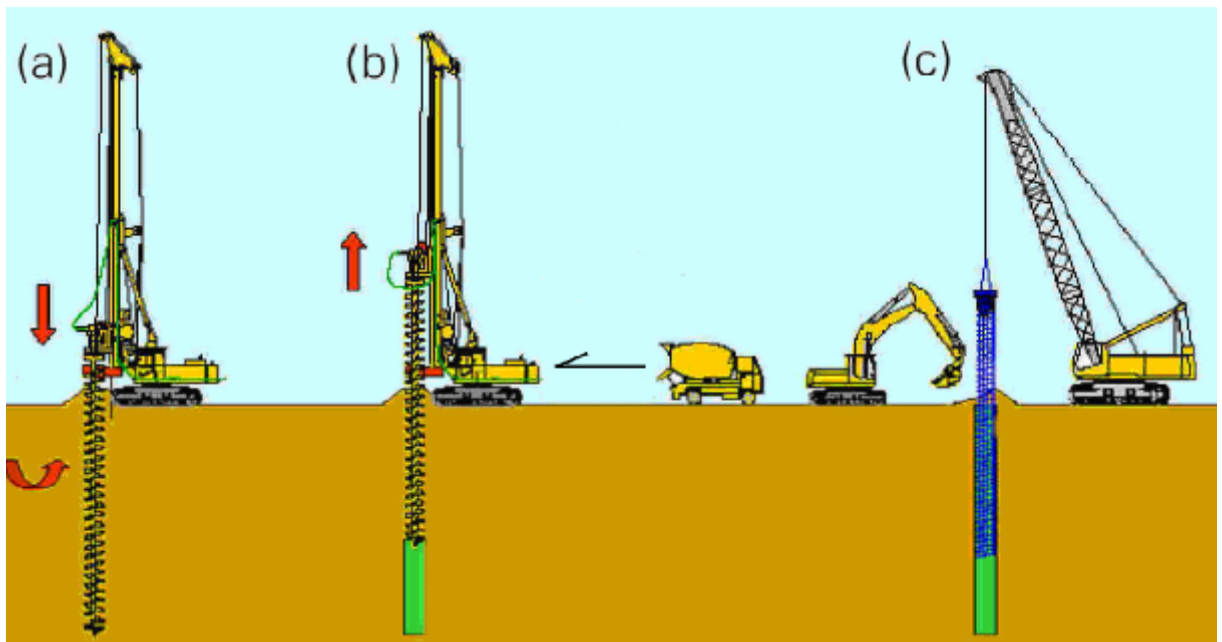


Figura 41: Proceso constructivo utilizando hélice continua. Pilotes Terratest (2010).

Perforación del suelo.

La hélice continua (ver acápite 3.5.4) perfora el suelo en una sola etapa alcanzando el nivel determinado en los planos de diseño, donde sus álabes se llenan del material excavado.

Estabilización de la pared de la perforación.

Dada la geometría de la hélice, a través de sus álabes con material excavado, es capaz de brindar soporte lateral a la perforación sin la necesidad de utilizar camisas metálicas ni lodo bentonítico. Se observa en la Figura 41 (a).

Retiro de la hélice y bombeo de hormigón.

Luego de llegar al nivel determinado por los planos de ingeniería, la hélice se retira lentamente, al mismo tiempo en que se retira, a través de una tubería hueca ubicada al centro se bombea el hormigón que formará el pilote (Barrera et Al. (2008)).

El hormigón incluido en el orificio y la presencia de parte de la hélice se encargan de estabilizar las paredes de la perforación (Pilotes Terratest (2010)). Se observa en la Figura 41 (b).

Colocación de la armadura del pilote.

Una vez extraída la hélice del orificio, la perforación se encuentra completamente llena de hormigón, por lo que se procede a la colocación de la armadura correspondiente en el hormigón. Para permitir un buen ingreso al hormigón se utilizan máquinas vibradoras de accionado hidráulico y cables auxiliares en la perforadora (Barrera et Al. (2008)). Se observa en la Figura 41 (c).

Excavación final.

Una vez terminada la Pantalla de Pilotes, independiente de la disposición espacial de los pilotes que la conforman se procede a la excavación del terreno, utilizando cualquier maquinaria descrita en el acápite 3.4, si es necesario se introducen anclajes de manera de otorgar mayor estabilidad, si este es el caso la excavación se realiza por tramos permitiendo la colocación de los anclajes por niveles.

III. Proceso constructivo de Pantallas de Pilotes discontinuos, tangentes y secantes.

La construcción de los pilotes es la descrita en los acápites 5.2.3 I y II, en este acápite se explica la forma en que se construye la pantalla de acuerdo a su disposición espacial.

A. Pantalla de Pilotes discontinuos.

Se debe realizar la construcción de los pilotes y repetir el proceso, independiente de la máquina que se utilice y del sistema de sostenimiento de la perforación que se utilice hasta completar la pantalla.

El espaciado entre pilotes queda determinado por diseño de ingeniería, si esta pantalla se construyó para uso permanente una vez finalizado se coloca un pequeño muro de hormigón armado o una lechada de mortero delante de los pilotes para garantizar la estabilidad.

B. Pantalla de pilotes tangentes.

En primer lugar se construye un muro guía donde se disponga la posición de los pilotes a construir, en este caso los pilotes se encuentran uno al lado del otro tal como se observa en la Figura 36. Se repite el proceso constructivo de cada pilote hasta completar la pantalla.

C. Pantalla de Pilotes secantes duro/blando y duro/firme.

Se inicia la construcción de la Pantalla de Pilotes secantes con la construcción del muro guía, en el cual se dispone la posición de los pilotes que formaran la pantalla.

Como se mencionó anteriormente este tipo de pantalla cuenta con pilotes primarios o machos de hormigón armado y pilotes secundarios o hembras de hormigón de poca resistencia.

Se comienza con la excavación de los pilotes y posterior sostenimiento, este puede ser con camisa metálica o lodo bentonítico.

Luego se procede a la confección de los pilotes secundarios, los cuales sirven para transmitir las cargas provenientes del empuje del suelo hacia los pilotes primarios dispuestos para resistir flexiones. Estos pilotes están confeccionados de un hormigón de baja resistencia.

La disposición espacial de los pilotes secundarios es rodeando a un pilote primario, Wharmby et Al. (2010) y Altuntas et Al. (2009) describen el proceso constructivo de este tipo de pantallas dividiéndolo en fases.

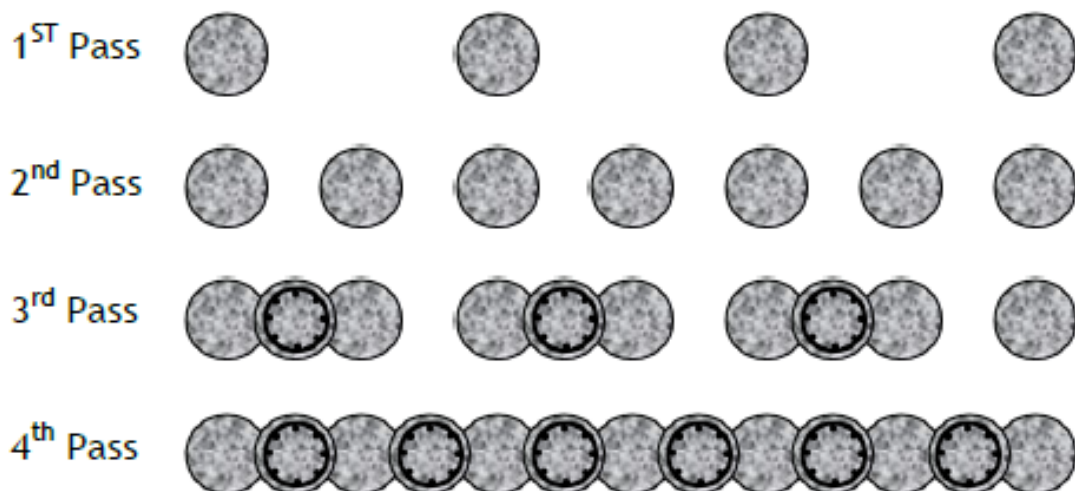


Figura 42: Fases en la construcción de Pantallas de Pilotes secantes. Wharmby et Al. (2010).

En la Figura 42 se observa que en la primera fase se construyen pilotes secundarios, alejados entre ellos. Posterior a eso en la segunda fase se construyen los pilotes secundarios vecinos a los ya construidos. En la tercera fase se comienza con la construcción de pilotes primarios, y en la última fase se construyen los pilotes primarios faltantes. Es importante destacar que en la confección de pilotes secundarios no se realiza el paso de la colocación de la armadura y en los primarios sí.

Se debe considerar al construir los pilotes primarios realizar una perforación en los pilotes secundarios ya realizados, es por esto que es necesario que el hormigón de poca resistencia debe tener baja resistencia temprana (Wharmby et Al. (2010)).

Se debe comenzar con la perforación del pilote primario una vez que el secundario se curó, para garantizar que el pilote secundario mantenga su forma. La perforación se realiza con máquinas rotatorias que tienen mayor fuerza en la punta y son capaces de romper el hormigón, por lo que es difícil realizarlo con la hélice continua.

Finalmente se excava el solar del terreno donde se construye, considerando en algunos casos la inclusión de anclajes que implica una excavación por etapas.

D. Pantalla de Pilotes secantes duro/duro.

El procedimiento de este tipo de pantallas es el mismo estudiado para el caso duro/blando y duro/firme con la excepción de que los pilotes secundarios se realizan con un hormigón de mayor resistencia y en algunos casos pueden ser reforzados con una armadura (Godavarthi et Al. (2011)).

Lo importante es el procedimiento de construcción de pilotes secundarios y primarios siendo el mismo, con la diferencia de la geometría de las armaduras que utilizan menos espacio debido a que tienen menos hormigón (el hormigón se perfora).

5.2.4. Pantalla de Pilas.

I. Descripción de Pilas.

Las pilas se diferencian de los pilotes en su proceso constructivo. Las pilas son construidas manualmente por trabajadores que deben ingresar al suelo para

excavar. Pudiendo alcanzar el lindero de la propiedad, al no necesitar maquinaria, e incluso construirla bajo edificios vecinos.

Según Ruano (2010) corresponde a uno de los sistemas más utilizados de socialzados y entibación en el país. Particularmente en Santiago, donde el suelo es gravoso con cohesión.

Ortigosa y Retamal (1994) mencionan que las pilas de hormigón armado se utilizan para alcanzar una profundidad de 13 metros como máximo, generalmente para 4 niveles en subterráneos de edificios.

Los mismos autores mencionan que para sostener las pilas durante la construcción utilizan puntales de acero o madera (anexo, acápite 10.2.2) y anclajes inyectados (anexo, acápite 10.2.3).

En Santiago, se utilizan más los puntales que los anclajes, debido a que los anclajes deben penetrar un suelo con bolones, lo cual puede dañar el equipo de anclaje (acápite 3.7). Además por el poco espacio disponible en la obra para la berma donde se instalará el equipo de anclaje (Ortigosa y Retamal (1994)).

Ruano (2010) menciona que en Santiago las pilas se construyen separadas una de otra entre 2,5 a 3 metros, debido al efecto arco.

Al ser construidas manualmente, el costo que se incurre en la realización de la Pantalla de Pilas es menor que la Pantalla de Pilotes, ya que no necesita el arriendo o compra de maquinaria especializada.

Del mismo modo, el tiempo en que se incurre para la construcción de las pilas es mayor que en pilotes.

Las pilas presentan mayores riesgos en obra que los pilotes, debido a la exposición del personal en obra a una situación de desmoronamiento de suelo.

Se siguen utilizando en Chile, principalmente en la zona central, debido a la experiencia de las empresas proveedoras de servicio y su bajo costo.

II. Proceso constructivo de Pilas.

Se detalla a continuación el proceso constructivo de las pilas.

Trazado de Pilas.

Se trazan las pilas en la superficie del terreno, enumerándolas. Es importante despejar el lugar para el ingreso del personal.

Excavación de Pilas.

La enumeración de las pilas se realiza con el fin de excavarlas de manera alternada (Ortigosa y Retamal (1994), Ruano (2010)). Se procede a excavar, para esto es necesario una pareja de trabajadores, uno procede a excavar con martillo vibrador, entrando a esta. El otro se ubica fuera de la excavación ayudando al retiro de escombros.

Entibación de Paredes.

A medida que se avanza en la excavación, cada 3,2 metros se procede a la instalación de la entibación de madera en las paredes, cuya función es evitar el desprendimiento de material (San Martín (2015)).

Instalación de Armadura y Hormigonado.

Se procede a la instalación de la armadura de la pila, se puede realizar in situ o colocar los fierros ya armados de ante mano. Se deben fijar en su posición según diseño.

Posterior a esto se introduce el hormigón dentro de la excavación del mismo modo que para los pilotes.

Transcurridas 24 horas se procede a la excavación, instalación de armadura y hormigonado de las pilas que no han sido excavadas aún (por la alternancia) (Ruano (2010)).

Viga Continua de refuerzo de Hormigón Armado.

Este paso no se realiza en la totalidad de las pilas, se realiza sólo en las pilas de socialzado cuando la fundación de la estructura aledaña no presenta la resistencia adecuada (Ortigosa y Retamal (1994)).

Se procede a la construcción de una viga de hormigón armado bajo la fundación (ver Figura 43), se realiza mediante tramos alternados de 1,5 a 2 metros de longitud dejando pasada la armadura para la posterior conexión.

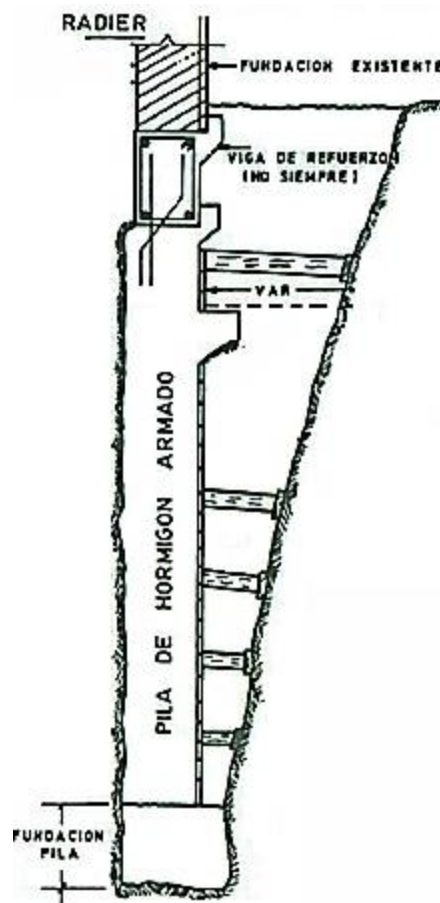


Figura 43: Ejemplo de Viga de Refuerzo en Pila de Socialzado. Ortigosa y Retamal (1994),

Excavación masiva y arriostramiento de Pilas.

Se procede a la excavación del solar utilizando máquinas excavadoras (acápite 3.4). Si se utilizan los anclajes, se debe excavar por tramos hasta la altura donde por diseño deben ir los anclajes.

5.2.5. Ventajas y Desventajas Pilotes.

I. Ventajas.

1. Utilizado en todo tipo de suelo debido a sus variadas disposiciones para formar las pantallas con los pilotes.
2. Utilizable en presencia de agua, cuando la disposición de la pantalla es secante.
3. Utilización en lugares de poca superficie, ya que el método constructivo no es invasivo.
4. Rápida excavación debido al uso de tecnologías.

II. Desventajas

1. Profundidad alcanzada depende exclusivamente de la maquinaria utilizada, variando los sistemas de soporte de la perforación a utilizar (Hélice continua).
2. Después de realizados los pilotes de hormigón armado, se debe esperar a que el hormigón se cure para comenzar la excavación del solar.
3. Pantalla de Pilotes discontinua y tangente no son recomendables de usar en presencia de nivel freático alto.
4. Pilotes pueden estar formados por hormigón mezclado con lodo bentonítico lo que lo hace menos resistente, esto se genera si la inyección del hormigón no se realiza correctamente.
5. Se debe construir la Pantalla de Pilotes en su totalidad para comenzar la excavación del solar del terreno.

5.2.6. Ventajas y Desventajas Pilas.

Se presentarán las ventajas y desventajas con respecto a los pilotes, dado que existen muchas características que dependiendo de la disposición de las pilas se repetirán.

I. Ventajas.

1. Aprovechamiento de la totalidad del solar de la obra, trabajando en los linderos de la propiedad.
2. Método de bajo costo monetario, debido al no arriendo de maquinaria especializada.

II. Desventajas.

1. Riesgo de desmoronamiento e impacto de material desprendido para el personal al introducirse en la excavación de la pila.
2. Poco utilizada en suelos duros donde la excavación manual resulta dificultosa.
3. Tiempo de ejecución elevado en comparación a pilotes, debido a excavación manual, frente a excavación vía maquinaria.

5.3. Muro Pantalla.

5.3.1. Características del Muro Pantalla.

I. Descripción del Muro Pantalla.

Este sistema de contención de suelos corresponde a muros de hormigón armado formado por paneles vaciados in situ (Coll (2013)), construidos a partir de la excavación de zanjas profundas, mediante maquinaria especializada, la excavación se sujeta con lodo bentonítico. Este muro flexible es una estructura geométrica continua (Mozo (2012)) que puede ser utilizado como un elemento estructural permanente, ser curvilíneo o lineal y capaz de soportar cargas del suelo, agua y sismos (Deep Foundations Institute (2005)). Cumple con la finalidad de proteger edificaciones aledañas.

La estabilidad del muro viene dado por la longitud de empotramiento (Mozo (2012)), si esta es incapaz de otorgarla entonces al momento de excavar el suelo del trasdós se pueden emplear diferentes sistemas de arriostramiento con el fin de dar estabilidad al muro. Pilotes Terratest (2005) menciona que se pueden utilizar los sistemas de arriostramiento descritos en el anexo, acápite 10.2.

II. Utilización del Muro Pantalla.

Mozo et Al. (2014) menciona que junto a su equipo de trabajo construyeron un Muro Pantalla en arenas limpias y permeables, pero que la gran mayoría de los estudios desarrollados de este tipo de contención son en suelos arcillosos y limosos. Es importante destacar que dependiendo de la maquinaria utilizada se puede utilizar el Muro Pantalla en suelos con presencia de rocas y bolones, esta maquinaria se detalla en el acápite 3.5.

Sanhueza (2008) menciona que este tipo de soporte se puede utilizar con presencia de napa freática. La construcción del muro genera estanqueidad, impidiendo el paso del agua, se debe tener cuidado con las juntas entre paneles.

El espacio para el desarrollo del Muro Pantalla es reducido debido a la presencia de la maquinaria que se utiliza para la construcción y la presencia de la planta de lodo o desarenadora.

Los muros pantalla se diseñan para soportar el empuje horizontal de suelo, pudiendo alcanzar profundidades desde los 10 m hasta los 40 m considerando el empotramiento.

5.3.2. Proceso constructivo.

El proceso constructivo del Muro Pantalla se divide en diversos pasos, los cuales se detallarán a continuación.

I. Construcción de brocales o muros guía.

Corresponden a muros pequeños de hormigón armado cuya profundidad abarca el rango de 0,7 a 1,5 m, con un ancho entre 0,2 a 0,3 m (Sanhueza (2008)). Tal como menciona Callejas (2011) los brocales son estructuras temporales que se colocan sobre la ubicación final de la pantalla.

Las funciones que cumplen los brocales son:

- Guía para las máquinas de excavación del Muro Pantalla, teniendo un espaciado entre los muros paralelos un poco mayor al ancho de la excavación.
- Estabilización de las paredes de la parte superior de la zanja.
- Correcta alineación del Muro Pantalla.
- Soporte de las armaduras al introducirlas y de tuberías tremie.

Álvarez (1998) destaca que se debe excavar una profundidad no menor a 1,5 m ni mayor que la profundidad de la napa freática, si es que la hay, para iniciar la construcción del muro guía.

Para construcción se utiliza moldaje adecuado y se afirman mediante pequeños puntales, tal como se observa en la Figura 44. El muro guía debe quedar perfectamente alineado, de manera que el Muro Pantalla se realice de acuerdo a lo planeado.

Callejas (2011) señala que es importante tener en cuenta el desgaste que sufre el brocal, ya que se encuentra en contacto directo con la máquina para excavar. Si se desgasta mucho el brocal es incapaz de soportar el peso de la armadura, por lo que se debe rehacer.



Figura 44: Construcción brocal, Richards (2006).

II. Excavación de la zanja.

Para la excavación de la zanja es necesario utilizar maquinaria guiada especializada, situada en una superficie plana para su correcto funcionamiento. La maquinaria puede ser cucharas bivalvas o almejas si el terreno es fácil,

equipos de percusión si el terreno es más complicado e hidrofresa cuando se está en presencia de suelos duros o rocas, estos equipos son estudiados en el acápite 3.5.

La excavación se realiza por paneles de hormigón los cuales se pueden construir juntos o separados, esto depende si se puede aprovechar el efecto arco de los suelos (Sanhueza (2008)). El mismo autor menciona que el largo del panel varía entre 3 a 6 m, y su profundidad varía entre 10 a 40 m.

Álvarez (1998) menciona que es conveniente realizar la excavación y construcción de los paneles de forma separada, ya que así se aprovecha de mejor manera el tiempo, dado que se tiene que esperar al fraguado del hormigón.

Una vez excavado el suelo a la profundidad indicada por diseño, para estabilizar las paredes se utiliza lodo bentonítico, ver acápite 3.1.1, es necesario para el uso del lodo tener una central de lodo, la cual debe situarse dentro de la obra (Callejas (2011)), acápite 3.3.

Se debe tener cuidado especial de que no exista una disminución del nivel del lodo dentro de la excavación, ya que esto significa que la tubería por donde es ingresado esta defectuosa o se está produciendo una filtración por un estrato permeable que debe ser tapado. El problema que esto origina es la caída de material al interior de la zanja desde las paredes de intradós y trasdós, pudiendo producir una posible caída de la máquina hacia el interior de la zanja.

Una vez finalizada la excavación se debe realizar una limpieza de fondo de manera de eliminar todo el material suelto que impida una correcta construcción del Muro Pantalla. Esto se puede realizar utilizando la almeja o tubos eyectores.

III. Introducción de juntas.

Las juntas son tubos o perfiles de aceros con una banda de neopreno adosada (Callejas (2011)), se utilizan en los extremos de los paneles con el fin de entregar

continuidad a la pantalla, guiar la excavación posterior y entregar impermeabilidad (neopreno). Estas juntas se hincan en el terreno por debajo del nivel de la última losa, para evitar el ingreso de agua al interior y evitar un posible levantamiento de fondo.

Si el muro tiene una gran profundidad, es necesario realizar una unión entre los tubos junta (Sanhueza (2008)), ya que estos al ser columnas de acero prefabricadas tienen una longitud determinada y no necesariamente igual al Muro Pantalla.

IV. Colocación de armadura.

La colocación de las armaduras se realiza mediante la máquina de excavar o una grúa, debe realizarse de manera inmediata luego de introducir las juntas. Mozo et Al. (2014) menciona que la instalación de la armadura requiere de técnicas constructivas de precisión que eviten el doblado de barras y que mantengan los espesores de recubrimiento.

Las armaduras por diseño deben tener una posición fija y alineada, es por esto que para evitar un movimiento al introducir el hormigón se sujetan a los brocales o muros guías por medio de barras. Esta sujeción evita también el contacto con el fondo de la excavación.

V. Hormigonado.

Según Álvarez (1998) el tiempo máximo que puede transcurrir entre la colocación de la armadura y el hormigonado es de 4 horas, a partir de este lapso se favorece a la formación de cake y reduce la adherencia hormigón – acero, las características del cake se detalla en el acápite 3.1.1.

Para el hormigonado se introducen tubos tremie separados cada 2 m aproximadamente dentro de la armadura, típicamente dos tubos por panel (Richards (2006)), el tubo tremie se coloca hasta el fondo de la excavación y se

llena con hormigón fluido. Se alimentan todos los tubos tremie usados al mismo tiempo de manera de permitir una distribución uniforme del hormigón en el fondo de la excavación (Callejas (2011)).

A medida que se introduce el hormigón, este desplaza al lodo bentonítico que se encuentra al interior de la zanja (diferencia de densidades), permitiendo así la extracción del lodo. Para evitar que el lodo entre al tubo tremie, Sanhueza (2008) establece que el tubo siempre debe quedar introducido por lo menos 3 m en el hormigón de la zanja. Álvarez (1998) menciona que un aspecto importante para evitar la mezcla de lodo y hormigón es que el hormigonado sea continuo y de ninguna manera interrumpida más de 15 minutos.

Coll (2013) establece que el lodo contaminado, evacuado de la zanja excavada es enviado a la planta desarenadora. Luego, una vez limpio, se puede volver a utilizar en otro panel.

Para evitar el uso de hormigón contaminado por lodo es que se hormigona sobre la cota del proyecto de manera de demoler el pedazo de muro contaminado con lodo.

VI. Extracción tubos junta.

Antes que se endurezca el hormigón al interior de la zanja es necesario retirar las juntas anteriormente puestas, esto con la finalidad de generar una pantalla continúa de hormigón armado.

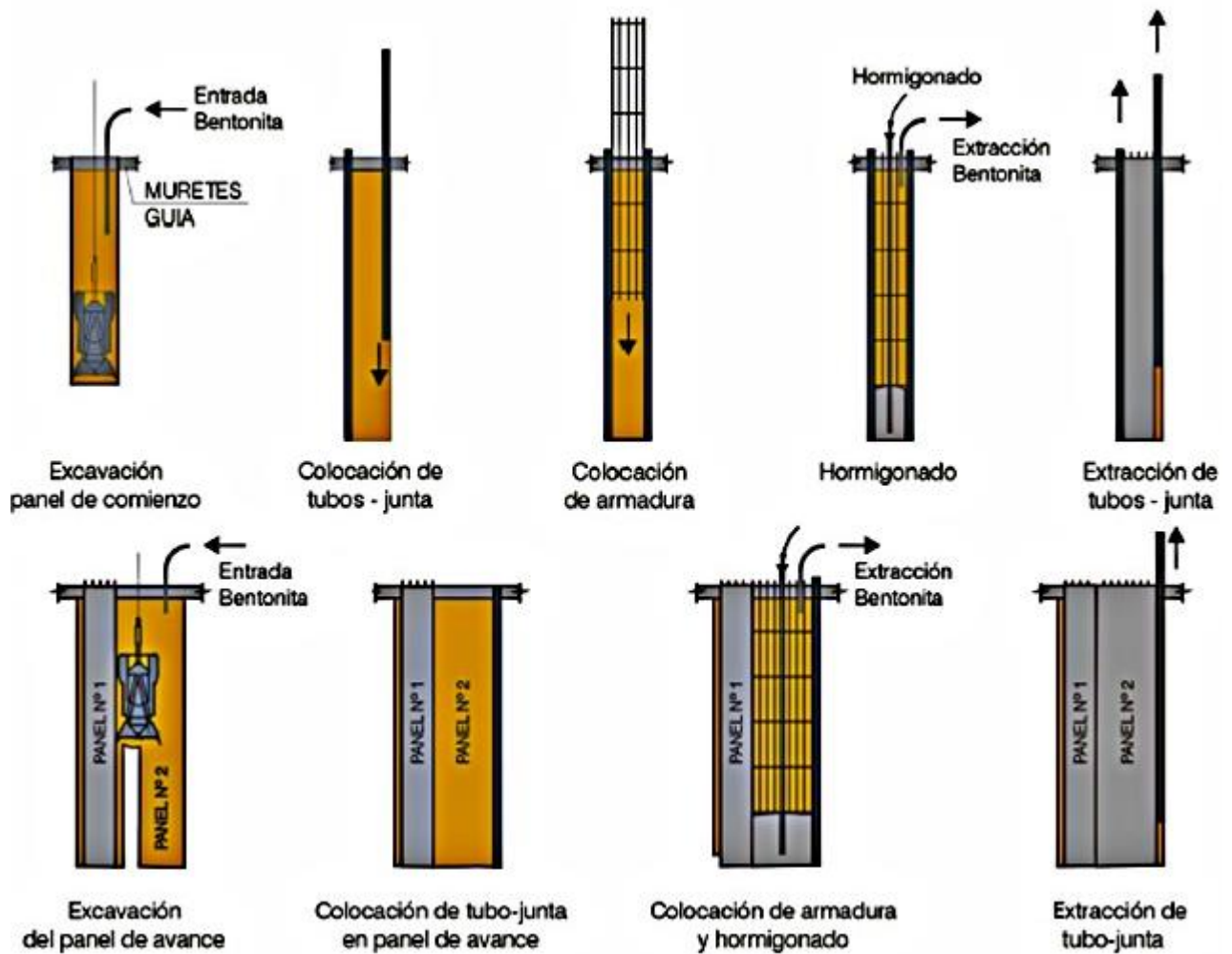


Figura 45: Proceso constructivo Muro Pantalla. Pilote Terratest (2010).

VII. *Construcción de pantalla completa.*

Luego de desarrollar todo el proceso descrito desde los acápites 5.3.2 I a VI se deben realizar nuevamente para construir todos los paneles, para esto se realizan como se mencionó anteriormente los paneles separados y se unen cuando el hormigón ya fragua. En la Figura 45 se observa el procedimiento de construcción del Muro Pantalla considerando la colocación de tubo junta donde no hay hormigón dentro de la excavación.

VIII. Construcción de viga de coronación.

Luego de completar la construcción de todo el Muro Pantalla se demuele la parte superior de la pantalla, dejando a la vista la armadura de los paneles. Luego se ejecuta la viga de coronación de hormigón armado a lo largo del perímetro de la pantalla, uniendo así la armadura de la viga con las armaduras de los paneles. Sanhueza (2008) establece que la viga tiene una altura de 40 cm y su utilización depende si se usa o no un sistema de anclaje.

IX. Excavación.

Finalizado los pasos anteriores se procede a la excavación del suelo, utilizando maquinaria descrita en acápite 3.4, si es necesario se desarrollarán sistemas de arriostamiento como los visto en el anexo, acápite 10.2.

5.3.3. Ejemplos de Muros Pantallas en Chile.

Un ejemplo de Muro Pantalla anclado en Chile, es el estudiado por Mozo et Al. (2014), denominado Centro Plaza. Este proyecto se desarrolló en la ciudad de Concepción en la calle Cochrane. Al costado del lindero de la obra se tiene un edificio de 8 pisos y 1 subterráneo.

La profundidad que se contempló es de 12 metros, correspondiente a 4 niveles de subterráneos.

El Muro Pantalla se desarrolló con el objetivo de ser parte de la subestructura y soportar los empujes y sobrecargas existentes. Se dividió en dos tramos, el primero contempla un espesor de 0,6 metros y 6 metros de empotramiento. El segundo contempló un espeso de 0,8 metros y 7 metros de empotramiento. Los paneles del Muro Pantalla fueron de 2,5 metros debido al uso de una cuchara bivalva (acápite 3.5.3).

Para un detalle completo del edificio Centro Plaza ver Mozo et Al. (2014).

5.3.4. Ventajas y Desventajas.

I. Ventajas.

1. Genera estanqueidad, se puede utilizar en presencia de napa freática.
2. Profundidad variable entre 10 a 40 metros, permitiendo una gran cantidad de subterráneos.
3. Utilización en suelos finos y granulares.

II. Desventajas.

1. Se debe construir el Muro Pantalla en su totalidad para comenzar la excavación del solar del terreno.
2. Después de realizados los paneles, se debe esperar a que el hormigón se cure para comenzar la excavación del solar.
3. Puede existir problemas en las juntas de los paneles, produciendo una no estanqueidad.
4. Muro pantalla puede estar formado por hormigón mezclado con lodo bentonítico lo que lo hace menos resistente.
5. Se necesita de mucho espacio al ser un método constructivo invasivo debido a la maquinaria utilizada.

5.4. Muro Berlínés.

5.4.1. Características del Muro Berlínés.

I. Descripción del Muro Berlínés.

El muro berlinés consiste en perfiles de acero hincados en el suelo por debajo del nivel de excavación, mediante el uso de martinetes (ver acápite 3.6), espaciados entre si una distancia que varía de 1 a 3 metros (Ufuk 2008, Errazuriz 2009, Ruano 2010, Alarcón 2011). Una vez hincados los perfiles de acero, entre estos se colocan tablonces de madera perpendicularmente a medida que avanza la excavación, los tablonces se conectan a los perfiles actuando de soporte. Ufuk (2008) menciona que también se pueden utilizar hormigón in situ o shotcrete como soporte.

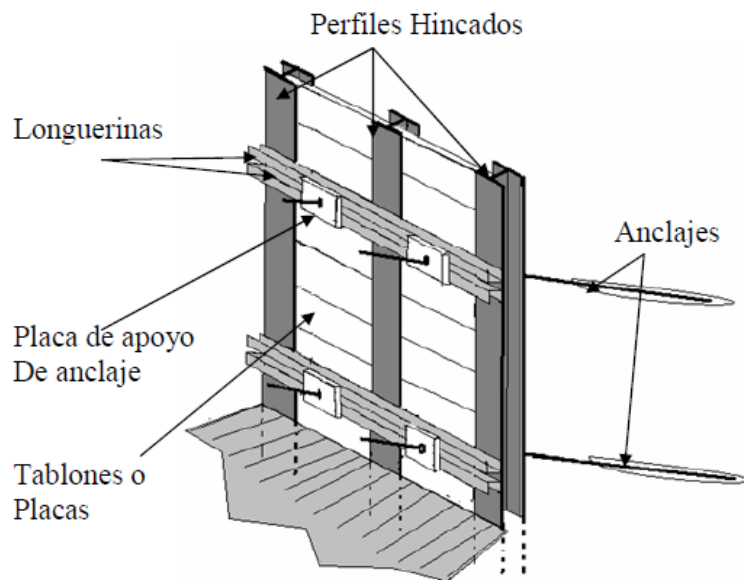


Figura 46: Esquema muro berlinés. Errazuriz (2009).

Generalmente para la estabilización del muro berlinés se utilizan anclajes o puntales, el uso de uno u otro depende del espacio relativo a la construcción. Cuando se dispone de poco espacio se utilizan anclajes de barras o cables, para más detalles del funcionamiento de los anclajes ver anexo, acápite 10.2.3. Para

la colocación de los anclajes se usan máquinas perforadoras, ver acápite 3.7. Para la sujeción de los anclajes al sistema se utilizan longuerinas que corresponden a vigas metálicas principalmente unidas a placas metálicas donde se anclan, lo anterior se ve reflejado en la Figura 46.

Existen diversos tipos de perfiles utilizados, la Figura 47 (a) muestra la sección doble T o H, que es la más utilizada, y su unión con los tablonces mediante el uso de pequeñas cuñas, y la Figura 47 (b) muestra un perfil compuesto formado por dos secciones C unidas a los tablonces por cuñas y entre sí con placas metálicas.

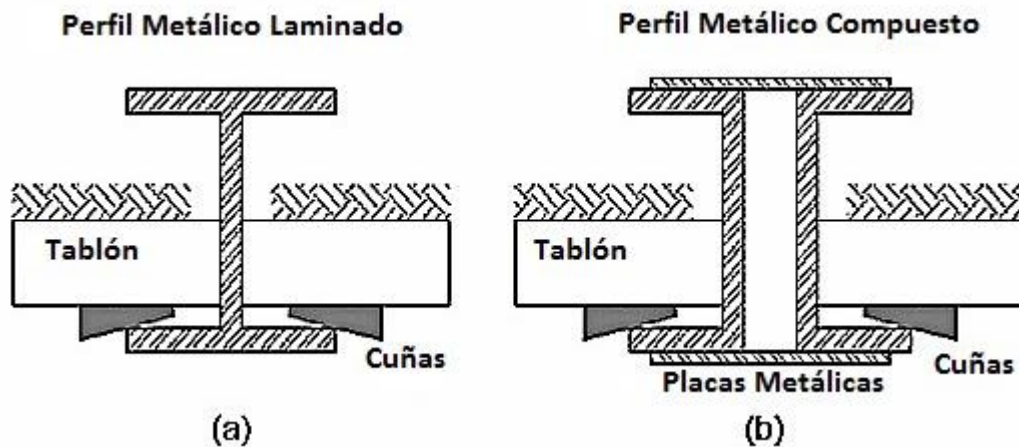


Figura 47: Perfiles utilizados en muro berlinés. Alarcón (2011).

La función que cumplen los perfiles de acero es recibir las cargas aplicadas por el empuje del suelo, en cambio los tablonces de madera transmiten las cargas hacia los perfiles a partir del efecto arco.

II. Utilización del Muro Berlínés.

El muro berlinés es un sistema de contención económico, de fácil y rápida construcción, es decir, de baja complejidad (Prieto – Portar 2008). El cual se desarrolla en obras pequeñas y medianas para soportar el suelo arenoso y/o fino de manera continua y temporal (Pilote Terratest (2010)). La profundidad de la excavación soportada por este método se encuentra en el rango de 3 a 8 metros.

Al utilizar generalmente tablonces de madera y ser utilizados en el suelo descrito anteriormente, si la excavación se encuentra debajo de la napa freática, entonces este sistema es susceptible a la entrada de agua haciendo necesario el uso de un sistema de agotamiento (acápite 4.3), cual se utilice quedara a elección del ingeniero a cargo considerando condiciones económicas y de terreno. Al utilizar un sistema de depresión del agua incide en un costo adicional al proyecto.

5.4.2. Proceso constructivo.

A continuación se detallan los pasos a seguir en el proceso constructivo de un muro berlinés:

I. Hincado de perfiles de acero.

Mediante el uso de máquinas martinets (acápite 3.6) se hincan los perfiles de acero. Se debe mantener los perfiles de manera vertical para que trabajen de la forma en que se calculó y calcen los tablonces de madera sin modificarlos.

II. Agotamiento de napa freática si corresponde.

Se pueden utilizar cualquiera de los sistemas de agotamiento descritos en el acápite 4.3, dependiendo cual sea el más apropiado al caso para agotar la napa freática que impide el funcionamiento del Muro Berlínés.

III. Excavación del suelo.

Mediante máquinas excavadoras (acápite 3.4) o de manera manual se realiza la excavación del suelo. Se debe excavar una profundidad correspondiente al tablón que se colocará.

IV. Colocación de tablonces de madera.

Se colocan los tablonces de madera a medida que se avanza en la excavación (también puede colocar otro material in situ), los tablonces se conectan con los perfiles de acero mediante cuñas, a medida que se avanza en la excavación.

V. Colocación de anclajes.

Colocación de anclajes mediante máquinas perforadoras a medida que avance la excavación. Pueden ser puntales dependiendo del diseño (ver anexo, acápite 10.2.2 y 10.2.3).

VI. Repetición de pasos III y IV.

Se repiten estos pasos de manera alternada colocando tablonces de madera entre los perfiles de acero a medida que se avanza en la excavación del solar.

VII. Relleno de zona excavada detrás de tablonces.

Relleno de zona excavada detrás de los tablonces. Al excavar el suelo puede que se cometa el error de cavar más de la cuenta, luego al colocar el tablón queda un espacio detrás de este excavado. Este espacio debe ser rellenado con el mismo material o hormigón poroso (para disminuir presión de poros del suelo).

VIII. Colocación de longuerinas.

Se procede a colocar longuerinas entre perfiles para fijar los anclajes a la misma altura a lo largo del muro berlinés, de manera que actúen de la forma en que se diseñaron (ver Figura 46).

IX. Tensado de anclajes.

Finalmente se tensan los anclajes colocados para que funcionen de la manera en que se diseñaron.

5.4.3. Ejemplo de Muros Berlinés en Chile.

Un ejemplo de Muro Berlinés anclado en Chile fue el utilizado por la empresa constructora Lancuyen Ltda. en la ciudad de Concepción entre los años 2008 y 2009 para la construcción de un subterráneo de grandes dimensiones, el cual tiene como objetivo soportar el suelo y estructuras aledañas, por ejemplo el Tribunal de Justicia y otros edificios circundantes, tal como se observa en la Figura 48.



Figura 48: Muro Berlinés construcción subterráneo. Villalobos y Oróstegui (2010).

El Muro Berlinés tiene una profundidad de 8 metros, lo componen perfiles hincados doble T o H, tablonos y dos líneas de anclaje separadas horizontalmente 3.2 m y verticalmente 3m.

Las características del muro berlinés anclado fueron 3569 m^2 de superficie del muro, 314 anclajes postensados y 300 perfiles H en 3200 m lineales.

Toda la información fue obtenida del trabajo de Villalobos y Oróstegui (2010).

5.4.4. Ventajas y Desventajas.

I. Ventajas.

1. Facilidad en la construcción debido a su simplicidad de armado.
2. Sistema de bajo costo.
3. Sistema de rápido armado.
4. Excavación se desarrolla a medida que se construye el Muro Berlínés.
5. Utilización en suelos arenosos y finos.

II. Desventajas.

1. No puede utilizarse en suelos granulares gruesos o con rocas.
2. Utilizado en obras pequeñas, de no más de 3 a 8 metros de profundidad.
3. No puede utilizarse en suelos con alto nivel freático.

5.5. Soil Nailing o Muro Anclado de Hormigón Proyectado.

5.5.1. Características del Soil Nailing.

I. Descripción del Soil Nailing.

El sistema constructivo Soil Nailing o Muro Anclado de Hormigón Proyectado consiste en una pantalla flexible de hormigón proyectado y anclajes pasivos separados a poca distancia que se utiliza para la estabilización del corte en excavaciones.

Prashant (2010) y Geofortis (2011), describen que los anclajes para lograr dicha estabilización deben cumplir con lo siguiente: i) Deben resistir las fuerzas de tensión que se producen y ii) deben estar empotrado una longitud adecuada dentro de la zona resistente. Además estos anclajes deben colocarse horizontales o sub horizontales (alrededor de 10°) a la cara de la excavación. Por esta razón el muro no resiste las presiones del suelo, son los anclajes quienes lo resisten uniendo la superficie de falla del talud con la superficie resistente.

Al trabajar con anclajes pasivos está sujeto a la deformación del suelo para lograr la estabilidad, es por esto que no es recomendable utilizar este sistema cuando se tienen estructuras aledañas que se vean afectadas por asentamientos. Además, se debe considerar la longitud del anclaje, ya que esta puede alcanzar subestructuras aledañas.

El avance es de arriba hacia abajo, es decir, se construye desde la superficie hacia lo más profundo de la excavación. A medida que se excava se construye el. El Soil Nailing puede ser temporal o permanente, lo cual se diferencia en las capas de hormigón proyectado que se utilicen (ver acápite 5.5.2 VII). El avance

de este sistema se desarrolla por etapas o anillos, los cuales tienen una altura variable de 1 a 2 metros (Department of Transportation (2015)).

II. Utilización del Soil Nailing.

U.S. Department of Transportation (1998) menciona que este sistema de sostenimiento de suelo es bueno en construcciones urbanas, ya que en su construcción no genera mucho ruido, vibración y puede ser utilizado con un difícil acceso. Complementando esto, Prashant (2010) menciona que este tipo de sostenimiento en su construcción genera un fondo de excavación menos congestionado, permitiendo desarrollar el trabajo sin inconvenientes.

El sistema Soil Nailing es conveniente desarrollarlo en suelos cohesivos con buen drenaje (Kutschke et Al. (2007)), Prashant (2010), los autores señalan que suelos donde cumple a cabalidad su función son suelos de grano finos duros como lo son, arcillas duras, limo arcilloso, arcilla arenosa, arcilla limosa y combinación de estas. Es aplicable en suelos granulares denso a muy denso con una cohesión aparente (10 – 15 % de finos).

Este método no se utiliza en suelos finos blandos, ya que la poca resistencia a la fricción de este tipo de suelos genera inestabilidad, puede ser resuelta con una gran densidad o una gran longitud de los anclajes, aumentando el costo. Además este tipo de suelo es susceptible al creep, lo que genera asentamientos que no hacen viable la lechada como sistema permanente de contención (Department of Transportation (2015)).

Este sistema no es conveniente utilizarlo en presencia de agua, ya sea agua subterránea como filtraciones, ya que genera un problema constructivo en la adherencia del hormigón proyectado a la cara de la excavación (Kutschke et Al (2007)), para solucionar esto se utiliza un drenaje o un sistema de depresión de la napa. Prashant (2010) menciona también que el agua dificulta la perforación

de los orificios dispuestos para los anclajes, si el agua continúa presente genera corrosión a las barras de acero. Es preferible trabajar sobre el nivel freático.

El Muro Soil Nailing se utiliza para proyectos en los cuales se busque cualquier profundidad, ya que este sistema se realiza mediante etapas o anillos de 1 a 2 metros de profundidad, siempre y cuando, el suelo presente pueda soportar ese corte sin desmoronarse.

Este sistema se utiliza en soporte de excavaciones, en obras viales, en el sector de infraestructura y en el sector de edificación.

5.5.2. Proceso constructivo.

El proceso constructivo de este sistema de contención se realiza en los pasos descritos a continuación y se observa en la Figura 49.

I. Excavación inicial.

Antes de realizar la excavación del primer anillo es necesario deprimir el agua subterránea (si las condiciones son desfavorables), para esto se utilizan los métodos descritos en el acápite 4.3.

La excavación inicial tiene una altura entre 1 y 2 metros y se realiza con máquina excavadora (acápite 3.4), U.S. Department of Transportation (1998) menciona que la profundidad de la excavación depende de las condiciones del suelo para mantenerse estables sin soportes por un periodo de 24 a 48 horas, sin embargo, si el suelo es incapaz de soportarse por sí solo se pueden utilizar banquetas para sostenerlo (ver anexo, acápite 10.2.1).

Los trabajos de excavación se realizan con máquinas excavadoras y deben realizarse con la menor vibración posible (Dey (2014)), luego el suelo suelto debe removerse.

Finalmente se desarrolla una plataforma de trabajo horizontal en la base de la excavación, con un ancho entre 4 a 10 metros, de forma de permitir el trabajo de los equipos perforadores (U.S. Department of Transportation (1998)).

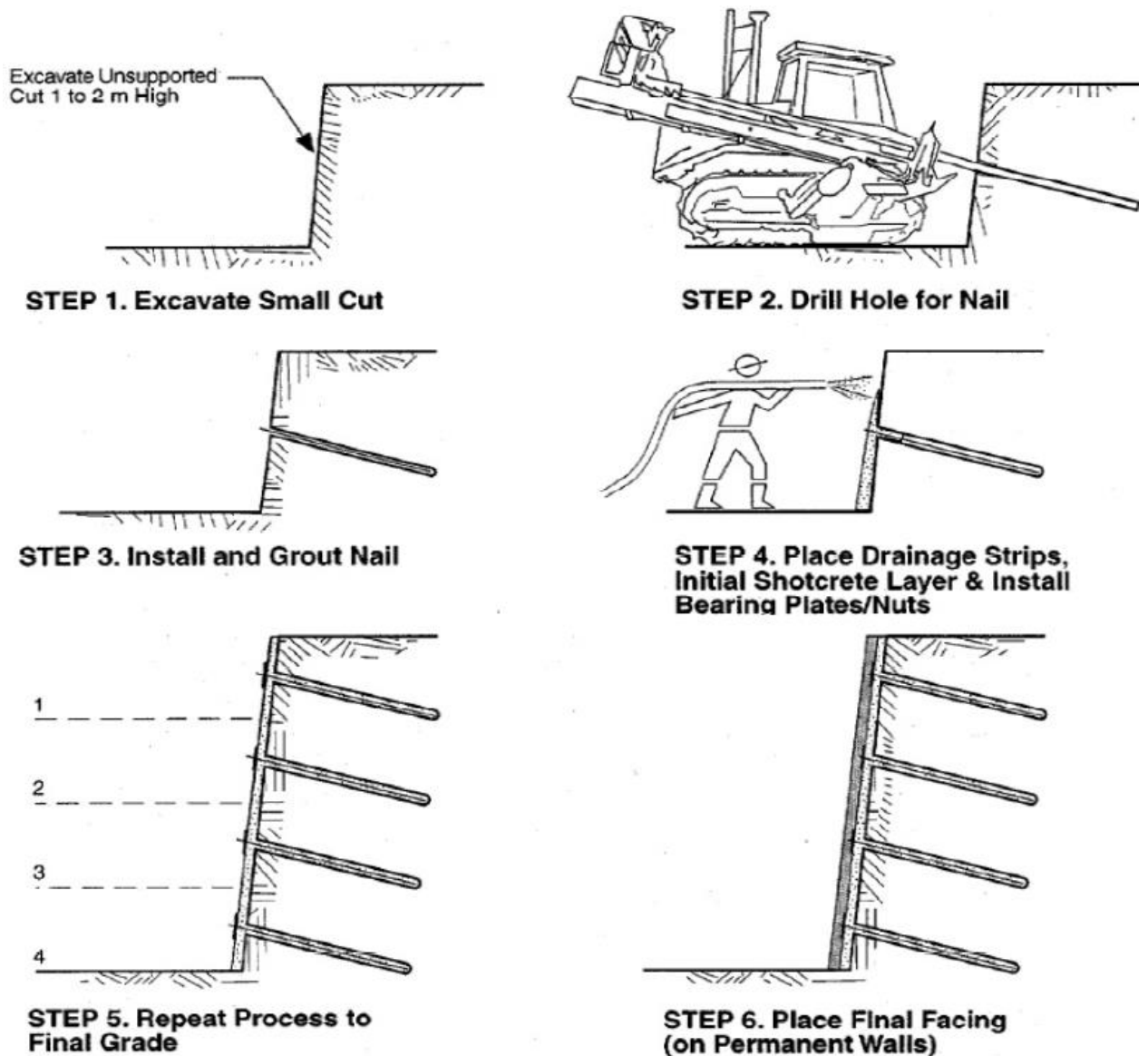


Figura 49: Procedimiento constructivo Soil Nailing. Dey (2014).

II. Perforación para anclar.

Ya con la plataforma de trabajo, las máquinas perforadoras pueden perforar la cara de la excavación, el detalle de estas máquinas se detalla en el acápite 3.7. La ubicación, la inclinación y el largo de la perforación están determinados por diseño.

Dependiendo del tipo de suelo, si este es competente no es necesario el uso de una camisa metálica en la perforación, en cambio, si el suelo no es competente es menester el uso de camisa metálica para lograr la estabilización local del orificio perforado.

U.S. Department of Transportation (1998) menciona que los anclajes típicos están espaciados entre 1 y 2 metros en ambas direcciones. Considera también que el largo de los anclajes debiese ser un 70 a 100% de la altura total del muro, e inclinados aproximadamente 15° con respecto a la horizontal.

III. Instalación del anclaje.

Posteriormente se procede con la instalación de los anclajes dentro de los orificios. Los anclajes tienen menor diámetro que el orificio y deben ser colocados concéntricos a estos, es por esto que se utilizan centralizadores para asegurar la posición, ver Figura 50. Los centralizadores son dispositivos de PVC, cumplen con la función de aumentar la resistencia a la corrosión del anclaje, la protección del anclaje a la corrosión se desarrolla cuando el sistema Soil Nailing es permanente.

El diámetro de los anclajes varía entre 19 a 32 mm, pero para diámetros menores a 25 mm se generan problemas en la instalación debido a su poca rigidez (U.S. Department of Transportation (1998)).



Figura 50: Anclaje con centralizador. Prashant (2010).

Una vez colocados los anclajes se procede a la inyección de lechada, esta se realiza mediante boquillas unidas a mangueras por donde se introduce la lechada, se hace uso de la inclinación del orificio para el descenso por gravedad. También puede ser inyectado a presión, ver anexo 10.2.3.

La función de la lechada es incrementar el contacto entre el suelo y el anclaje para lograr una mayor fuerza de rozamiento entre el anclaje y el suelo, por ende una mayor resistencia al arrancamiento del anclaje (Valdez (2011)).

La lechada se produce en mini plantas de lechada de cemento como se observa en la Figura 54.

IV. Colocación sistema de drenaje.

Con todos los anclajes correspondientes al anillo en su posición se procede a la instalación del sistema de drenaje, de manera de impedir la presencia de agua en la cara de la excavación.

Este sistema de drenaje corresponde a un geocompuesto, con dimensiones semejantes al panel donde se trabaja. Los geocompuestos se unen unos a otros tanto en vertical como horizontal, y estos se conectan a un colector de aguas, (U.S. Department of Transportation (1998), Kutschke et Al. (2007)).

En la Figura 51 se ve un ejemplo de geocompuesto que se utiliza como sistema de drenaje.



Figura 51: Ejemplo de Sistema de Drenaje, Geocompuesto GMFL. Gentileza: <http://www.emaresa.cl/construccion/index.php/linea-geosinteticos/uso/drenaje/compuesto-de-drenaje/gmfl-2>

V. Aplicación Shotcrete capa temporal.

Con el sistema de drenaje instalado, se procede a colocar las mallas electrosoldadas de acero en su posición, para luego mediante el uso de hormigón proyectado o shotcrete generar el sistema de sostenimiento. La malla cumple con la función de conectar los anclajes para que trabajen como un único ente estructural (Valdez (2011)).

El hormigón proyectado logra la estabilidad superficial del suelo entre los refuerzos, limita la descompresión inmediata del suelo después de la excavación, protege el suelo de la erosión y el intemperismo o pérdidas de humedad (Geofortis (2011)).

Una vez que el hormigón proyectado se cure, cada anclaje debe ser fijado en su posición mediante el uso de placas metálicas y un tornillo en la cabeza de estos, los tornillos se aprietan para alcanzar la tensión según diseño.

El espesor promedio de la capa de shotcrete es de 100 mm.

VI. Excavación niveles inferiores y repetición pasos.

Una vez finalizado el primer anillo se procede a la excavación del segundo anillo mediante máquina retroexcavadora, a partir de acá se realiza el mismo procedimiento descritos desde el I a V conectando el sistema de drenaje y la pantalla de hormigón proyectado. Luego se realiza el número de anillos necesarios para llegar al fondo de la excavación, según diseño, se repiten los pasos anteriores.

VII. Capa permanente.

Finalmente, si el muro Soil Nailing se diseñó para su uso permanente, se realiza en el terreno una capa de shotcrete con mallas electrosoldadas de acero, un muro de hormigón armado o se utilizan paneles para generar la capa final del muro Soil Nailing (Prashant (2010)).

U.S. Department of Transportation (1998) menciona que esta capa final permanente cumple con roles estéticos y estructurales.

5.5.3. Ejemplo de Soil Nailing en Chile.

El edificio Catedral III ubicado en Santiago, al costado de la línea 5 del metro de Santiago es un edificio con sistema de contención de suelo mixto, es decir, utilizó más de un sistema para su sostenimiento. El soporte fue diseñado y ejecutado por Pilotest Terratest, se diseñó para 5 subterráneos.

Los sistemas utilizados fueron Pilotes con anclajes y Soil Nailing, ubicados al oriente y poniente de la excavación respectivamente. El uso de estos dos sistemas de contención se debe a las características del suelo, en el sector oriente el suelo está suelto debido a un derrumbe ocasionado años atrás, en cambio en el sector poniente se tiene una grava más densa.

En el sector oriente se tiene una entibación estable considerando el empotramiento de los pilotes de hormigón armado y un nivel de anclajes

postensados temporales, la separación entre los pilotes es de 2,5 metros valiéndose del efecto arco creado entre ellos.

En el sector poniente se tiene una entibación en base de shotcrete con malla ACMA, ver Figura 52, la cual se desarrolló en tramos discontinuos. Para lograr la estabilidad en la construcción se utilizaron banquetas (ver acápite 10.2.1). Las banquetas fueron removidas una vez terminado el muro y arriostrado por losas (ver acápite 10.2.4).

Se utilizaron 294 metros lineales de pilotes, 617 metros cuadrados de shotcrete y 828 metros lineales de anclajes postensados lineales.



Figura 52: Soil Nailing en entibación subterráneos Edificio Catedral III, Santiago. Pilotest Terratest (2011).

La información fue obtenida de Pilotest Terratest (2011).

5.5.4. Ventajas y Desventajas.

I. Ventajas.

1. Excavación se realiza a medida que se construye el Muro Soil Nailing.
2. No genera elevados ruidos y vibraciones en su proceso constructivo.
3. Se puede alcanzar cualquier profundidad si los anillos se desarrollan de forma correcta.
4. Menos uso de hormigón, ya que se utiliza lechada y malla electrosoldada para otorgar resistencia.
5. Utilización en suelos finos y granulares.
6. Fondo de excavación descongestionado, permitiendo otras faenas de la obra.

II. Desventajas.

1. Suelo debe tener cohesión, para asegurar su estabilidad en el proceso de construcción al dejar suelo libre entre 1 a 2 metros de altura.
2. Necesidad de anclajes para asegurar su correcto funcionamiento.
3. No cumple bien su funcionamiento con estructuras aledañas sujetas a asentamientos, dado que los anclajes tienen un funcionamiento pasivo.
4. No puede utilizarse en suelos con un nivel freático alto, por problemas de adherencia del hormigón proyectado.

5.6. Muro Anclado de Hormigón Armado o Muro Colgado.

5.6.1. Características de Muro Colgado.

I. Descripción de Muro Colgado.

El sistema de Muro Colgado o Anclados de Hormigón Armado es un sistema de contención de suelo similar al Soil Nailing, diferenciándose en el uso de hormigón armado en vez que hormigón proyectado. Es un sistema arriba – abajo construyéndose por anillos o secuencias a medida que avanza la excavación. El tipo de anclaje que se utiliza en este sistema constructivo es el post tensado, y se logra utilizando un gato hidráulico, ver acápite 3.8.1.

Valdez (2011) menciona que este tipo de muros son diseñados para resistir la presión de la tierra sobre el muro, y por ende se le refuerza al hormigón para resistir los esfuerzos de flexión causados por ella.

El mismo autor menciona que este sistema de soporte es activo, ya que los anclajes empujan el suelo más fuerte que este los empuja a ellos.

Según Geofortis (2011) el hecho que los anclajes sean post tensados ayuda a evitar daños en las estructuras aledañas por asentamiento, esto se debe a que comienzan a trabajar a la precarga sin un desplazamiento en el elemento a estabilizar.

II. Utilización de Muro Colgado.

Se puede utilizar en suelos finos duros y suelos granulares con cohesión aparente, con presencia de napa freática, ya que al realizar la excavación se procede con la construcción del muro de hormigón armado utilizando moldaje.

El muro colgado se utiliza para alcanzar cualquier profundidad, dado que se trabaja por anillos o etapas de 1 a 2 metros de profundidad, la altura de estos anillos depende exclusivamente de la capacidad del suelo de soportar en posición vertical sin desmoronarse.

5.6.2. Proceso constructivo.

El proceso constructivo de este sistema de soporte se puede observar en la Figura 53 y se describe a continuación.

I. Excavación inicial.

Se procede a la excavación del primer anillo utilizando máquinas excavadoras, principalmente retroexcavadora, la altura de esta excavación es de 1 a 3 metros, es necesario excavar un poco más que la altura del muro para poder dejar la armadura pasada y conectarla con la armadura del anillo inferior, debe dejarse una plataforma horizontal de trabajo para la perforación posterior.

II. Perforación para anclar.

Cabellos (2012) menciona que lo primero que se debe realizar es ubicar los puntos de anclaje que se definieron en el plano. Luego dependiendo de las especificaciones allí presentes se debe considerar la inclinación de la perforación.

Como menciona Valdez (2011) la distancia entre anclajes en este tipo de muros es mayor que en el sistema Soil Nailing, por ende supera los 2 m entre cada anclaje.

Se utilizan equipos perforadores para realizar la labor, los cuales utilizan alguno de los métodos descritos en el acápite 3.7. Estos métodos necesitan de lubricantes para la rotación.

Según ARQUBA (2011) en el fondo de la perforación se suele hacer una sobre excavación para mejorar la sustentación de los anclajes.

Si el suelo no es competente se necesita el uso de una camisa metálica o de PVC para sostener el suelo que puede desmoronarse en la perforación, de lo contrario no es necesario su uso.

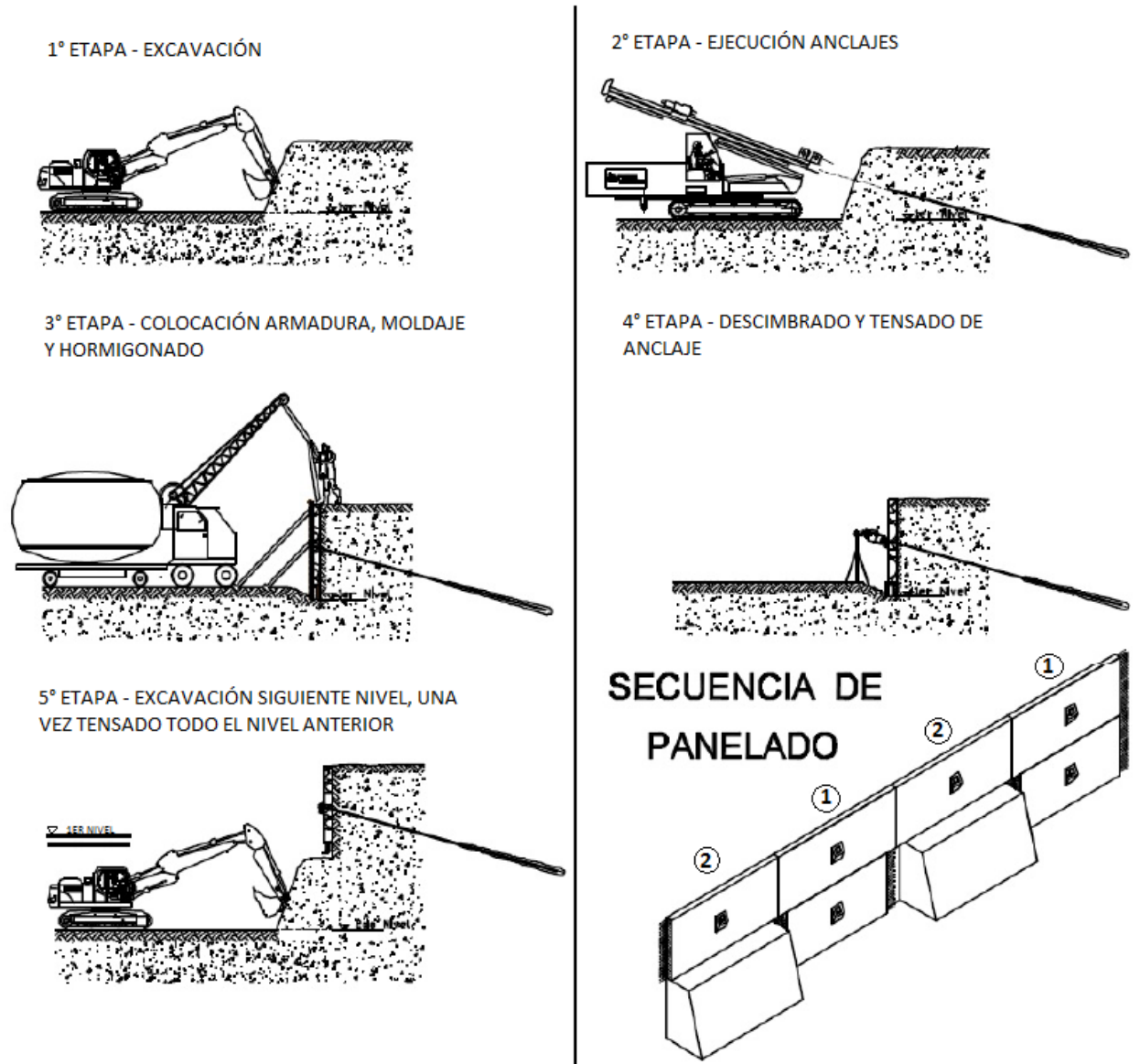


Figura 53: Proceso constructivo Muro Anclado de Hormigón Armado. Cabellos (2012).

III. Colocación de anclajes.

Se procede a la colocación de los anclajes, según lo dispuesto en los planos de diseño. El proceso es similar al descrito en el acápite 5.5.2 III en donde se consideran los centralizadores.

Luego de que los anclajes se encuentren en su posición se retira la camisa metálica o PVC si fue utilizada.

IV. Inyección de lechada al interior de los anclajes.

Posterior a la colocación de los anclajes, se ingresa la lechada de cemento en su interior mediante el uso de una boquilla unida a mangueras.

Este material se prepara en terreno en una mini planta de lechada de cemento tal como se observa en la Figura 54.

La lechada cumple la misma función descrita en el acápite 5.5.2 III.



Figura 54: Mini planta de lechada de cemento. Gentileza:
<https://www.youtube.com/watch?v=cyAJlr5MrAs>

V. Colocación de armadura.

A partir de este punto el Muro Anclado de Hormigón Armado se diferencia del Muro Anclado de Hormigón Proyectado. Es aquí donde se dispone en contra del terreno la armadura correspondiente, dejando el anclaje colocado pasado a través de esta.

Es importante notar que en la zona donde está el anclaje se refuerza con más acero (Cabellos (2012)).

Finalmente se debe rellenar con suelo hasta el nivel correspondiente a la altura del muro (Ruano (2010)).

VI. Colocación de moldaje.

Se realiza el encofrado para la construcción del muro, se utilizan paneles metálicos contra terreno elevados con el uso de la grúa.

Se ha colocado a las planchas un desmoldante para el posterior retiro de estas.

Se fijan tablonces de madera al suelo a cierta distancia del moldaje como contrafuertes, para afirmar los paneles metálicos es necesaria la utilización de puntales, estos pueden ser de madera o acero.

VII. Hormigonado del muro.

Se procede a un hormigonado normal en la realización de un muro de hormigón, en este paso hay que tener en cuenta que los anclajes deben ser protegidos por un material no adhesivo como papel de aluminio para asegurar que no haya contacto entre el hormigón y el anclaje (ARQUBA (2011))

VIII. Descimbrado del moldaje.

Una vez que el hormigón fragüe, se retira el moldaje, se limpia y se le coloca desmoldante para utilizarlo en otra parte del muro en el mismo anillo.

Es importante destacar que el anclaje mantiene su posición aunque se retire el moldaje.

IX. Tensado del anclaje.

Una vez que se alcanza la resistencia del hormigón de 210 [MPa] (Muñoz (2011)), se procede a la colocación de una placa de acero apoyada ligeramente en el muro de hormigón. Esta se fija utilizando una tuerca en la cabeza del anclaje.

Finalmente utilizando gatos hidráulicos se tensa el anclaje al valor definido por diseño.

X. Excavación siguiente nivel y repetición del proceso.

Una vez post tensados los anclajes se procede con la excavación de los anillos inferiores, usando máquinas excavadoras (ver acápite 3.4), teniendo en cuenta que se debe excavar un poco más de la altura del muro para traslapar las armaduras del muro.

Luego de esto se repiten los pasos anteriormente descritos. Es importante destacar que según la Figura 53 los paneles de hormigón armado que se construyen se realizan de manera alternada.

5.6.3. Ejemplo de Muro Colgado en Chile.

La empresa Pilotes Terratest utilizó como entibación el Muro Colgado en el edificio de la Universidad Finis Terrae, en Santiago.

Este edificio fue construido el año 2002, con el fin de ser el Centro de Informática y Biblioteca de la Universidad. Se encuentran las salas de computación, auditorios y la facultad de Economía y Negocios.

El nivel del subterráneo es de 10 metros, el Muro Colgado consta con un empotramiento de 1 metro para generar estabilidad mediante empuje pasivo. Se utilizaron 3 niveles de anclajes. Ver Figura 55.



Figura 55: Muro Colgado en entibación de edificio Universidad Finis Terrae. Pilotest Terratest (2005).

La superficie a entibar fueron 1100 metros cuadrados y el anclaje utilizado fue 1150 metros lineales divididos en 148 anclajes.

La información se obtuvo a partir de Pilotest Terratest (2005).

5.6.4. Ventajas y Desventajas.

I. Ventajas.

1. Excavación se realiza a medida que se construye el Muro Anclado de Hormigón Armado.

2. Se puede alcanzar cualquier profundidad si los anillos se desarrollan de forma correcta.
3. Buen funcionamiento en presencia de estructuras aledañas, dado que los anclajes funcionan a precarga.
4. Puede utilizarse con la presencia de nivel freático.
5. Excavación a medida que se construye el Muro Anclado de Hormigón Proyectado.
6. Se puede alcanzar cualquier profundidad si los anillos se desarrollan de forma correcta.
7. Utilización en suelos finos y granulares.

II. Desventajas.

1. Necesidad de anclajes para su garantizar la estabilidad.
2. Necesidad de moldaje para la construcción del muro.
3. Suelo debe tener cohesión, para asegurar su estabilidad en el proceso de construcción.
4. Necesidad de aplicación de tensión al anclaje.

5.7. Sistemas Top – Down.

5.7.1. Características del sistema Top – Down tradicional.

El sistema Top – Down o Arriba – Abajo consiste en la contención de suelo y la construcción de la estructura. Este permite la construcción de la subestructura casi simultánea a la superestructura del edificio, reduciendo así el plazo de entrega del este. Según Smith (2009) el uso de este método de construcción permite reducir la ruta crítica del proyecto, a su vez Díaz (2015) menciona que las actividades de excavación y movimiento se retiran de la ruta crítica al usar este método.

Top – Down consiste en el uso de muros perimetrales que pueden ser Muros Pantallas (acápite 5.3), Pantalla de pilas o pilotes (acápite 5.2) o Tablestacado (acápite 5.1) que actúan como elementos estructurales. Además de usar columnas estructurales permanentes en el interior del solar, estas columnas pueden ser pilas, pilotes y/o columnas de acero empotradas en una base de hormigón armado, también denominadas stanchions. En el acápite 5.7.3 se desarrollara con más detalle lo referente a los stanchions.

Este método tiene como finalidad construir los subterráneos desde arriba hacia abajo, es decir, primero construir el subterráneo 1°, excavar y luego proseguir con el subterráneo 2°, hasta el nivel indicado por el proyectista. Esto se diferencia del sistema común de construcción denominado Botton – Up o Abajo – Arriba, el cual consiste en excavar todo el suelo hasta el nivel base y luego construir los subterráneos partiendo desde el último hasta llegar a la cota cero. El sistema Top – Down permite la construcción de la superestructura cuando ya está completa la primera losa.

Beneficios del método Top – Down.

Díaz (2015) menciona que al tener más frentes de trabajo debido a la construcción simultánea de la sub y superestructura, los costos asociados a la ejecución de la obra analizada aumentan en un 5,72%, pero en términos de plazo, la obra termina con 5 meses de anticipación, esto con respecto a la simulación de la obra sin efectuar el sistema Top – Down. En una obra hipotética construida con este método la puesta en marcha se efectúa antes y el análisis comparativo de costos totales se debe hacer considerando las ganancias que puede generar para el mandante esos meses en marcha de la obra, por ejemplo edificios de renta.

Por su parte la empresa Airey Taylor (2013) menciona que en la construcción de departamentos de lujo, centros comerciales y estacionamientos en St. Quentin's, Clermont (Australia), donde se utilizó el sistema Top – Down se logró terminar la obra con 5 meses de anticipación y con un ahorro de 33 millones de dólares, disminuyendo el costo total esperado sin sistema Top – Down de 112 millones de dólares a 79 millones de dólares utilizando el sistema.

Jia et Al (2012) menciona que el método resuelve el problema de espacio limitado, trabajando en la superficie de la primera losa en la superestructura y bajo ella en los diferentes niveles de subterráneos.

Al realizar los trabajos de excavación y extracción de suelo cubiertos bajo losas, en el exterior no se generan elevados y molestos ruidos, tampoco se dispersa el polvo (Jia et Al. (2012), González (2012)).

Al ser la extracción del suelo en sótano, Balasubramaniam et Al. (2000) menciona que se minimiza el movimiento del suelo.

Esto ocurre porque no se utiliza arriostamiento externo a la estructura, lo que sujeta los muros perimetrales son las losas de los sótanos (acápite 10.2.4). Balasubramaniam et Al. (2000) menciona que una ventaja del método es el no

uso de sistema de arriostramiento temporal, los que aumentan el costo y trabajo en la obra. De la misma forma, Jia et Al. (2012) también establece que este método no necesita de arriostramiento temporal, por lo que no necesita voladura de estos y así es amigable con el medio ambiente.

Por su parte Li et Al. (2014) menciona que el método Top – Down es efectivo en controlar los desplazamientos de las paredes laterales y los movimientos de suelo.

Este método se utiliza frecuentemente en condiciones poco favorables de suelo (Kumar et Al. (2013)). Se menciona en el trabajo en San Bernardo realizado por Pilotes Terratest (2013) que este método sirve para condiciones en donde se tenga napa freática, dado que los muros perimetrales son impermeables.

5.7.2. Proceso constructivo sistema Top – Down tradicional.

El proceso constructivo del sistema Top – Down se visualiza en la Figura 56 y se describe a continuación:

El primer paso en la construcción de un edificio mediante el método Top – Down tradicional consiste en ejecutar la plataforma de trabajo (fase 1), la cual servirá de base para el trabajo posterior. Se procede a la construcción del muro perimetral, pudiendo ser Muro Pantalla, Pantalla de Pilotes y Tablestacado (fase 2), el muro perimetral es parte estructural de la obra.

Una vez cerrado el perímetro de la obra se procede con la excavación del suelo para la colocación de pilotes centrales de hormigón armado o los stanchions (fase 3), es importante destacar que los pilotes o stanchions construidos deben empotrarse cierta profundidad dado que sustentan el edificio (Chapple (2009)). Es importante destacar que es necesario que los elementos de la fase 3 queden

en perfecta verticalidad, la manera de lograrlo se encuentra en el acápite 5.7.3 para los stanchions.

Luego se excava el primer subterráneo (fase 4), extrayendo todo el suelo excavado. Ya con el suficiente espacio se procede a la construcción del primer subterráneo, construyendo la losa techo y piso de este subterráneo (fase 5), es importante para impedir atrasos en la obra que se deje un orificio en las losas para poder retirar el suelo excavado, preferentemente se deja el espacio destinado a la subida y bajada de automóviles. Kumar et Al. (2013) pone énfasis en el aspecto anterior, señalando que las losas superiores deben tener un dejado (orificio) para la eliminación del suelo removido de la obra y el suministro de equipos y materiales necesarios para el desarrollo de la obra.

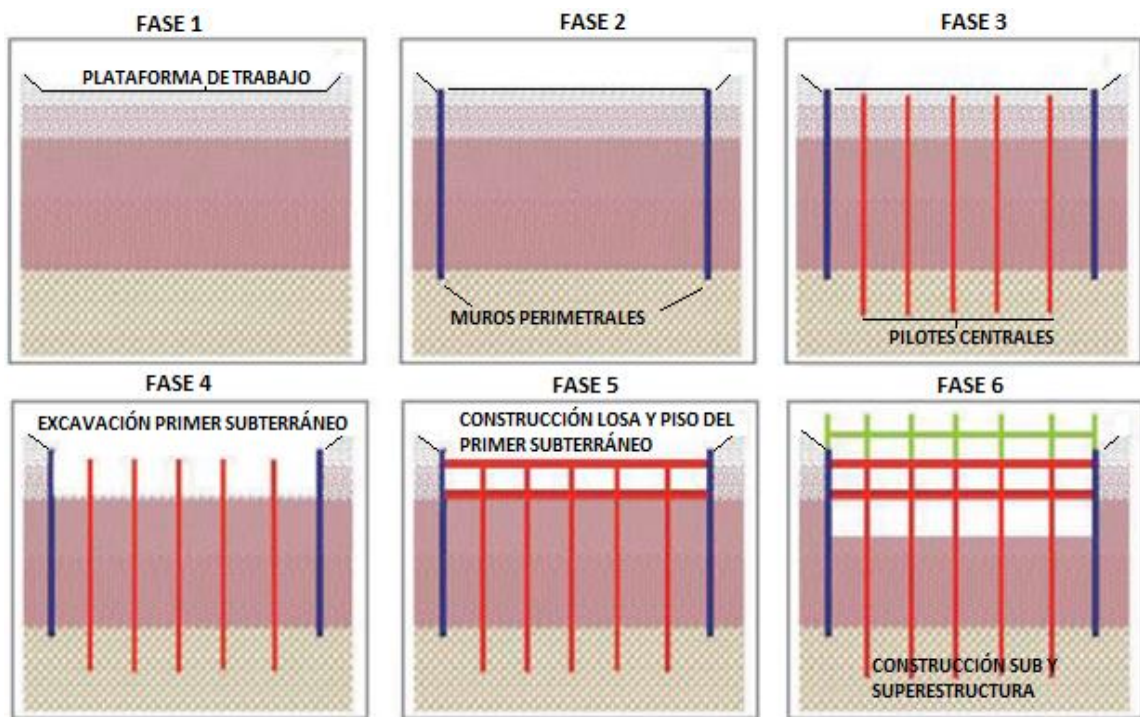


Figura 56: Fases del proceso constructivo Top - Down tradicional. Pilotes Terratest (2013).

A partir de la ejecución del primer subterráneo, se tiene una superficie donde se puede construir la superestructura, tanto las paredes perimetrales como los pilotes centrales son capaces de resistir las cargas asociadas a esta. Por lo

anterior se comienza con la construcción de la superestructura de la obra y se continua con la construcción de los subterráneos de la misma forma que el primero (fase 6). A partir de este momento se sigue con un proceso iterativo hasta llegar al nivel proyectado de la subestructura de la obra, la secuencia que sigue es excavación del subterráneo y construcción de la losa suelo de dicho subterráneo, que pasa a ser la losa techo del nivel inferior.

Según la empresa Airey Taylor (2013) este método es válido teóricamente para cualquier profundidad de construcción, sin un límite fijo.

5.7.3. Stanchions como columna estructural.

Las columnas estructurales que se utilizan en el método Top – Down pueden ser pilas y pilotes o columnas de acero denominadas stanchions, las primeras ya fueron explicadas en el acápite 5.2 del presente documento.

Los stanchions corresponden a perfiles de acero empotrados una profundidad de 1,5 a 5 metros en pilas perforadas de hormigón armado (Balasubramaniam et Al. (2000)), estas junto a los muros perimetrales deben tener la suficiente capacidad para soportar las cargas de la superestructura y de las losas de la subestructura. Generalmente se utilizan perfiles H como stanchions.

Balasubramaniam et Al. (2000) describe dos métodos para la instalación de las columnas de acero, estos son la instalación post y pre hormigonado.

1. Instalación post hormigonado.

La columna de acero se instala una vez que se vertió el hormigón en la pila perforada. El proceso es el siguiente y se observa en la Figura 57:

1. Se cubre la superficie de la excavación con una camisa temporal para evitar desprendimiento de suelo.
2. Se coloca la armadura correspondiente a la pila de hormigón armado.
3. Utilizando una tubería tremie se vierte el hormigón en la pila perforada.

4. Mediante el uso de un marco guía se coloca el stanchion en el interior del orificio excavado, el uso del marco guía sirve para mantener la verticalidad del perfil de acero. Esto sirve para que trabaje según se planeó en el diseño.
5. Se rellena el espacio circundante al stanchion y se retira la camisa temporal.

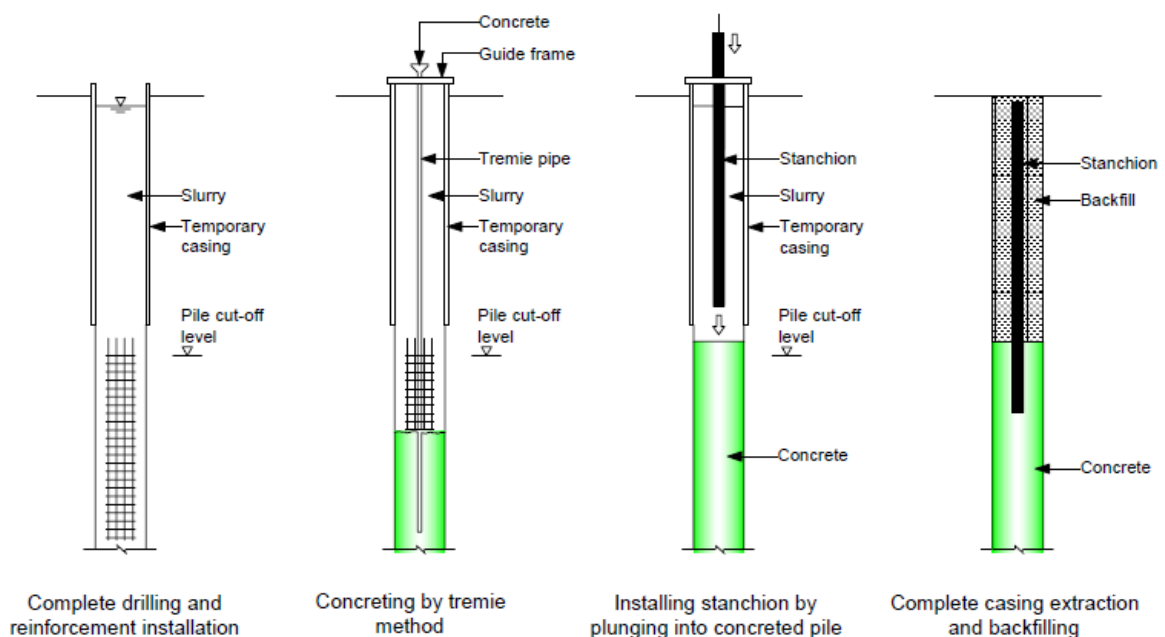


Figura 57: Proceso constructivo post hormigonado. Balasubramaniam et Al. (2000)

Problemas generados.

Se observan los siguientes problemas en la colocación de los stanchions mediante el método post hormigonado:

1. Verticalidad de los stanchions, es necesario el uso de marcos guías para lograr la verticalidad de los perfiles de acero.
2. Fraguado del hormigón, si no se considera un hormigón con una mezcla que permita el trabajo antes de endurecerse al instalar el stanchion este no va a penetrar lo suficiente y quedara a una elevación distinta a la

presupuestada. Para mejorar este aspecto es que se debe considerar un hormigón cuya mezcla permita la instalación de los stanchions sin endurecerse.

3. El relleno que se le coloca al interior de la camisa metálica donde se coloca el stanchion debe ser tal que no genere una desviación del perfil de acero, para esto se utilizan arenas con agregados finos.
4. El relleno debe ser colocado de igual manera alrededor del stanchion para no provocar desviación de este.
5. El retiro de la camisa debe realizarse con sumo cuidado de manera que no produzca una desviación al stanchion.

II. Instalación pre hormigonado.

La columna de acero es instalada antes de verter el hormigón en la pila perforada. El proceso es el siguiente y se observa en la Figura 58.

1. Se coloca en la superficie de la excavación una camisa metálica temporal para evitar desprendimiento de suelo.
2. Se coloca la armadura correspondiente a la pila de hormigón armado.
3. Mediante el uso de un marco guía se coloca el stanchion en el interior del orificio excavado, el uso del marco guía sirve para mantener la verticalidad del perfil de acero. Esto sirve para que trabaje según se planeó en el diseño.
4. Utilizando dos tuberías tremie se vierte el hormigón en la pila perforada.
5. Se rellena el espacio circundante al stanchion y se retira la camisa temporal.

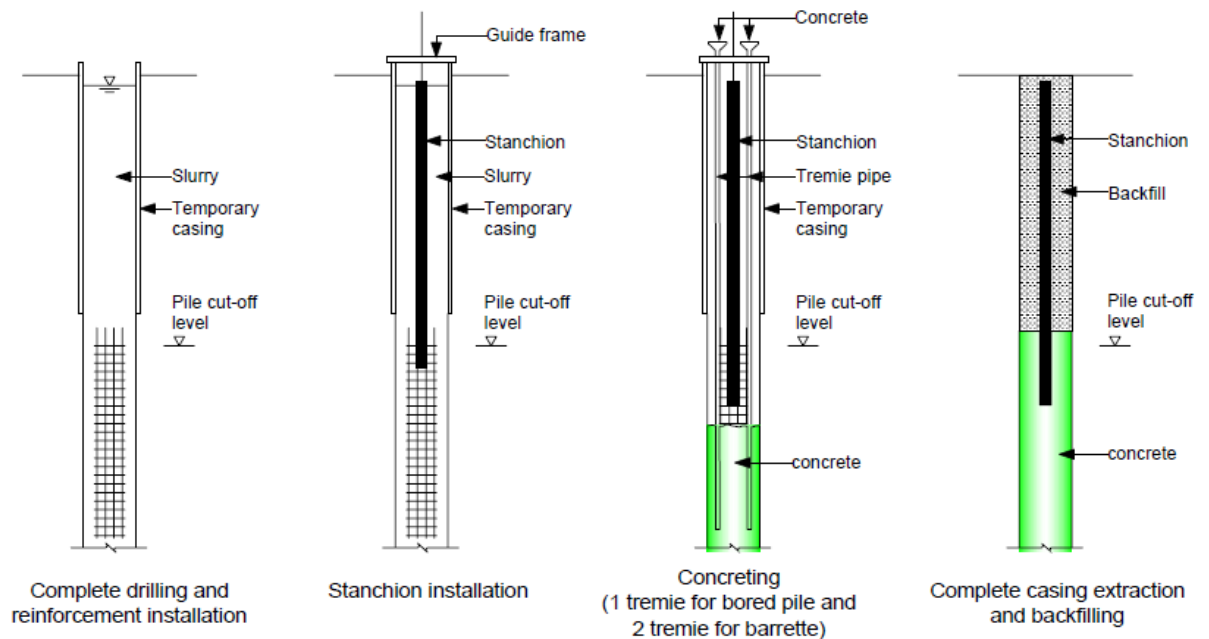


Figura 58: Proceso constructivo pre hormigonado. Balasubramaniam et Al. (2000)

Problemas generados.

Se observan los siguientes problemas en la colocación de los stanchions mediante el método pre hormigonado:

1. Verticalidad de los stanchions, es necesario el uso de marcos guías para lograr la verticalidad de los perfiles de acero.
2. Si el hormigonado se realiza con solo una tubería tremie el flujo de hormigón tiende a desviar el stanchion. Por esto es necesario el uso de dos tuberías tremie opuestas de manera de no desviar el stanchion.
3. El relleno debe cumplir lo expuesto en el método post hormigonado.
4. El retiro de la camisa debe ser igual a lo expuesto en el método post hormigonado.

5.7.4. Nonshored formworks Top – Down (NSTD), modificación del método tradicional.

El sistema NSTD surge ante la necesidad de los constructores en optimizar el tiempo perdido que se tiene en el método Top – Down tradicional. La pérdida de tiempo se genera al momento en que el hormigón de la losa está curándose, siendo imposible realizar la excavación.

Por consiguiente, Lee et Al. (1999) proporciona el método NSTD que viene a resolver este problema. Adicionalmente menciona que este método puede reducir los costos, tiempos y riesgos presentes en la excavación y en la construcción de la losa. El autor menciona que el costo del método NSTD comparado con el tradicional es 12,6% más bajo y el tiempo se reduce un 17,2%, comparándolo con una misma obra.

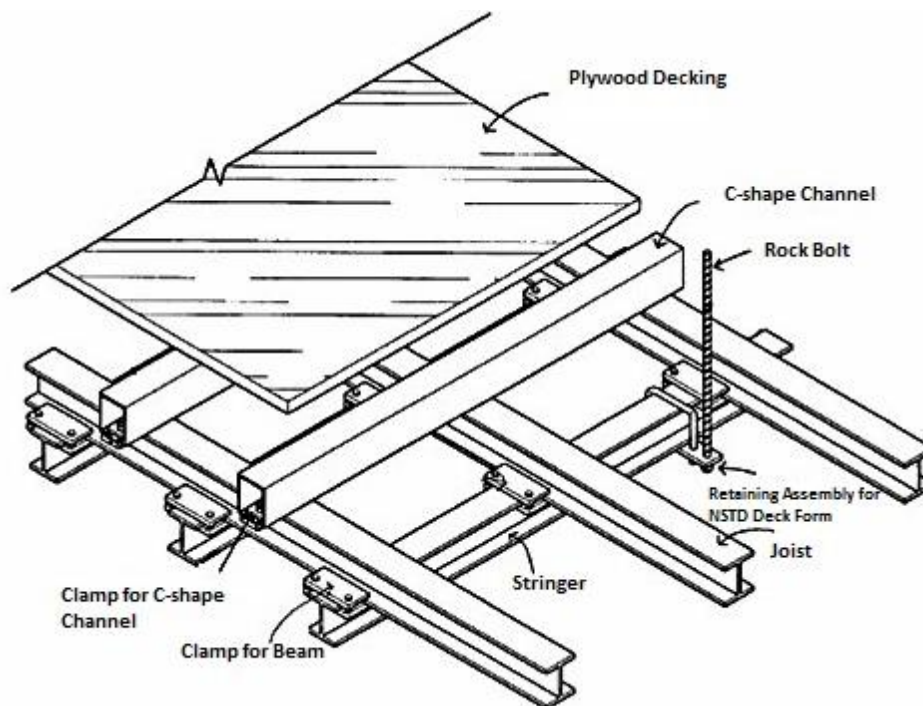


Figura 59: Cubierta NSTD. Lee et Al. (1999)

I. Proceso constructivo método NSTD.

Antes de construir el muro perimetral se construyen columnas de acero en la subrasante del muro perimetral, luego se estabiliza la superficie del suelo con hormigón pobre poroso, generando horizontalidad. Posterior a eso, se fabrica sobre la superficie estabilizada la cubierta NSTD, la cual consiste en una serie de perfiles de acero conectados entre sí cubiertos por una plancha de madera contrachapada (ver Figura 59).

Cuando se colocan las cubiertas NSTD se instalan las armaduras de la losa, a su vez se instalan los pernos de anclaje a través de las mangas duales, como se observa en la Figura 60 (a).

El suelo bajo la cubierta NSTD es excavado, retirando también el hormigón pobre, esto se observa en la Figura 60 (b). Cuando se alcanza el nivel del primer subterráneo se procede a descender la cubierta NSTD mediante sistemas hidráulicos, fijando todas las cubiertas presentes al mismo nivel, como se observa en la Figura 60 (c).

Finalmente se repite el proceso hasta llegar al nivel determinado por el diseño, ver Figura 60 (d), es importante tener en cuenta que la excavación puede proceder por etapas pero el descenso de la cubierta NSTD siempre se debe realizar una vez endurecido el hormigón.

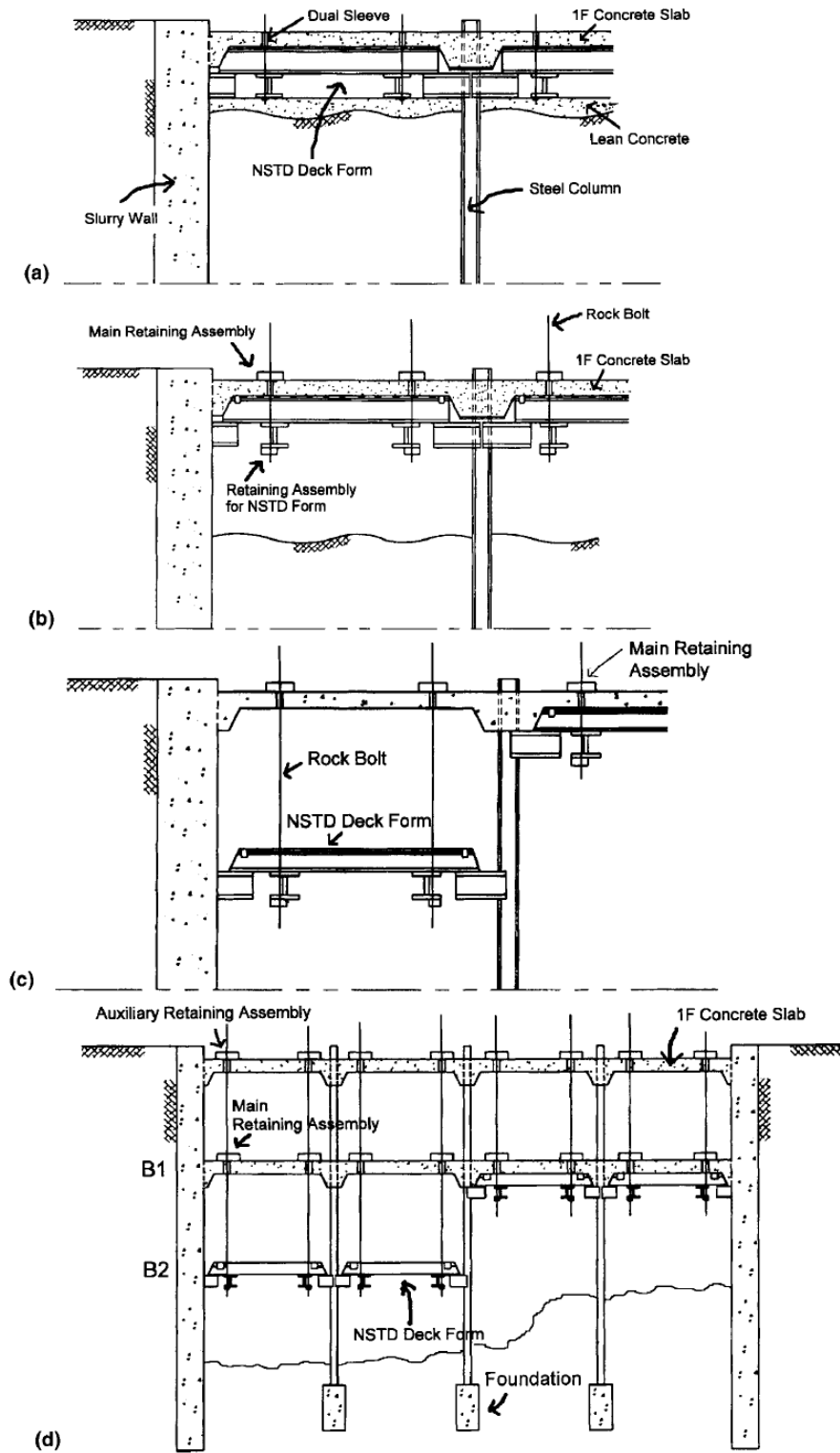


Figura 60: Proceso constructivo método NSTD. Lee et Al. (1999).

5.7.5. Ejemplo de sistema Top - Down en Chile.

El primer edificio en donde se utilizó el método Top – Down en Chile fue el mall de San Bernardo. La empresa constructora fue ISJ Método, con la ayuda de Pilote Terratest.

El edificio tiene una superficie construida total de $70955 m^2$, la obra fue realizada entre los años 2006 y 2007. Como se esperaba que el mall estuviera en funcionamiento en Septiembre de 2007 se decidió realizar la construcción mediante el método Top – Down para acelerar el proceso. En el momento de su apertura los subterráneos (4 en total) no estaban listos y se seguía con su construcción.

Los muros perimetrales y las columnas centrales fueron realizados con pilotes. Chapple (2009) menciona que en la obra se construyeron 32 pilotes espaciados a 4 m y de 1 m de diámetro, que corresponden al muro perimetral, y se construyeron 47 pilotes centrales de 0,88 m. Los pilotes actúan como la fundación del edificio.

Actualmente el edificio se encuentra finalizado y en operación.

5.7.6. Ventajas y Desventajas.

I. Ventajas.

1. Se utiliza en conjunto con otros sistemas de contención de suelo, como Muro Pantalla y Pantallas de Pilotes.
2. Permite la construcción de la superestructura y subestructura al mismo tiempo.
3. Proceso de construcción del edificio en un plazo menor en comparación a sistemas abajo hacia arriba.
4. No se generan elevados ruidos hacia el exterior, ya que se trabaja bajo la superficie.

5. No se desprende elevadas cantidades de polvo.
6. Resuelve el problema de espacios.
7. Existencia de método NSTD para optimizar el proceso de construcción del sistema Top – Down.

II. Desventajas.

1. Costos mayores en la ejecución misma de la obra, pueden ser retribuidos dependiendo de la funcionalidad del edificio construido.
2. Posibles problemas en el posicionamiento de los stanchions, debido a errores del hormigonado, el relleno puesto en los stanchions y retiro de la camisa.

6. Elección del uso de Sistemas de Sostenimiento de Suelo.

En el presente capítulo se entregarán herramientas para realizar la elección del sistema de sostenimiento de suelo en Chile.

Estas herramientas serán: Proveedores que entregan los diferentes servicios de sistema de sostenimiento en Chile, condiciones del terreno en donde son utilizados los diferentes sistemas, costos y plazos de un ejemplo específico simulado.

Considerando estos tópicos, se podrá guiar al lector a la elección de un sistema en particular.

Es importante destacar que no se analizarán en temas de costos y plazos los sistemas Tablestacado y Top – Down.

6.1. Proveedores que entregan los servicios en Chile.

A continuación se entrega la Tabla 3, donde se observan 9 empresas que entregan el servicio de sistemas de sostenimientos de suelo en Chile, no necesariamente en el ámbito de la edificación, pero si en obras civiles. Se escogen 9 empresas que son conocidas en el país, pudiendo existir más empresas que entregan el servicio.

Con esta información se puede observar cierta tendencia en el ofrecimiento de servicios, no siendo completamente representativa la muestra dado que no se conoce a cabalidad el universo de empresas proveedoras.

La información que entrega la Tabla 3 representa que servicios de sostenimiento de suelos entregan las empresas, donde un sí indica que lo entrega y un no indica que no lo entrega.

Tabla 3: Empresas proveedoras de servicios de sostenimiento de suelo. Elaboración propia.

Empresa	Tablestacado	Pilas y/o Pilotes	Muro Pantalla	Muro Berlinés	Soil Nailing	Muro Colgado
Pilotes Terratest	Si	Si	Si	Si	Si	Si
Edaco	No	Si	No	No	No	No
Socoher	No	Si	No	No	No	No
Flesan	No	Si	Si	No	Si	No
Mountain Tech	No	Si	Si	Si	Si	Si
Subt	No	Si	No	Si	Si	No
Fapisa	No	Si	No	No	No	No
Constructora Lancuyen	No	Si	Si	Si	Si	Si
Petreas Maipo	No	Si	No	No	Si	No

La totalidad de las empresas analizadas entregan el servicio de Pilas y/o Pilotes, corroborando que la pilas de entibación y socialzado es el sistema de sostenimiento más utilizado en Chile. Por su parte, se observa que sólo Pilotes Terratest entrega el servicio de Tablestacado considerándolo un sistema de poco ofrecido en Chile en el tema de edificios.

El Muro Berlinés, Muro Pantalla, Soil Nailing y Muro Colgado se desarrollan en el país pero no todas las empresas lo tienen en sus servicios, lo que genera un impedimento a la hora de escogerlo para el desarrollo de la obra, dada la oferta en el mercado.

6.2. Diagrama de decisión con respecto a condiciones del terreno.

No todos los sistemas de sostenimiento de suelo pueden utilizarse bajo las mismas condiciones del terreno, como se observó a lo largo del capítulo 5 los diferentes sistemas de contención se utilizan bajo diferentes condiciones de agua y tipo de suelo presente en la obra.

A continuación se entrega la Figura 61, la cual muestra un diagrama de decisión del sistema a utilizar dependiendo de la condición del terreno presente en la obra.

No se considera el costo y plazo en este diagrama debido a que se consideran todos los sistemas de contención. Recordar que el Tablestacado y la Pantalla de Pilotes secantes y tangentes no fueron analizadas en la simulación explicada en el siguiente acápite.

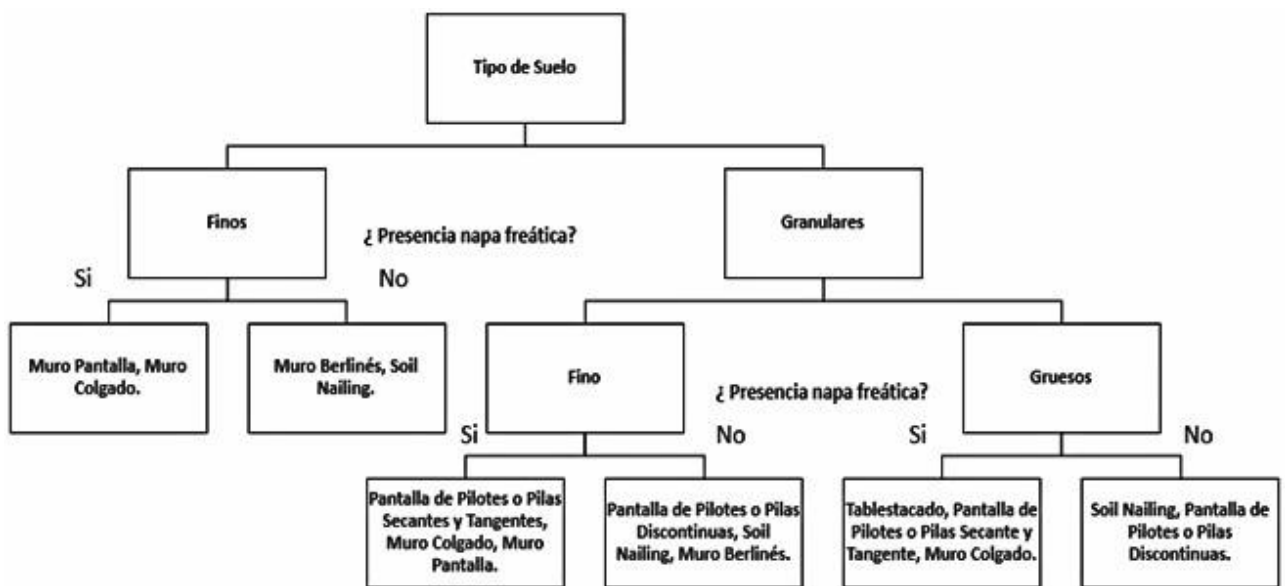


Figura 61: Diagrama de decisión de sistema de contención dependiendo de condiciones del terreno. Elaboración propia.

6.3. Simulación de Sistemas de Sostenimiento en obra de $1200 m^2$ y $9600 m^3$.

Se realiza una simulación simple para poder comparar los diferentes métodos constructivos estudiados en este trabajo, a excepción del Tablestacado y Sistema Top - Down, en términos de costos y plazos, con el fin de comparar los métodos bajo estas variables, y así poder decidir qué sistema utilizar al disponer de más información.

Los valores en U.F y días son aproximados al entero más cercano, para una comparación directa.

El sistema de Tablestacado no se simulará debido a la poca experiencia existente de su uso en edificios y la dificultad de obtenerla. En cambio, el sistema Top – Down no se analizará al ser un conjunto de otros sistemas de contención.

El terreno simulado se escoge por las características de cada sistema de contención, considerando que el Muro Berlínés es el sistema que menor profundidad puede alcanzar se consideran 8 metros de excavación. El suelo que se escoge será uno arenoso gravoso con presencia de finos (10% de finos), otorgándole así, cohesión que le permita soportar un corte de 1 a 2 metros por un periodo de 24 a 48 horas (U.S. Department of Transportation (1998)). Este tipo de suelo se escoge porque los sistemas analizados se pueden desarrollar allí.

La simulación se realiza en una superficie rectangular cuyos lados tienen una longitud de 30 y 40 metros, teniendo una superficie de $1200 m^2$. El volumen de excavación corresponde a $9600 m^3$.

En el terreno considerado no hay napa freática en los 20 primeros metros, permitiendo así un trabajo en seco para todos los sistemas de sostenimiento, sin recurrir a un incremento del costo de los sistemas por depresión de napa freática.

Se establece que la excavación se realiza con máquina excavadora (acápite 3.4.1).

La información de costos unitarios y plazos fue entregada por el Constructor Civil Fabián Astroza perteneciente a la empresa Flesan.

A continuación se detallan las simulaciones realizadas para los diversos sistemas de contención de suelo.

6.3.1. Pantalla de Pilas discontinuas.

Se considera la ejecución de Pantalla de Pilas discontinuas de forma cuadrada de lado 0,8 metros. Las pilas son de hormigón armado, estos tienen una altura libre de 8 metros y una altura empotrada de 2 metros. Para ayudar al soporte de las pilas se utiliza un anclaje de 12 metros de largo, considerando el bulbo de adherencia.

Las pilas se encuentran distanciadas 3,5 metros cada una por el perímetro de la excavación, por lo que se dispone un total de 40, entre cada par de pilas se coloca una protección.

A continuación se detalla la estructura de costos, considerando en cada partida todo lo involucrado a esta (maquinaria, equipamiento, mano de obra, etc).

En la Tabla 4 se observa la estructura de costos.

Tabla 4: Estructura de costos Pilas discontinuas. Elaboración propia.

Pilas discontinuas					
Valor U.F día (9/7/16)				26067,69	
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario U.F	Total (U.F)
1	Ejecución pantalla de pilas				
1.1	Perforación o Excavación	m	400	1,498	599,20
1.2	Uso madera entibación	m	320	1,419	454,08
1.3	Enfierradura pila	Kg	43142	0,024	1035,41
1.4	Bombeo de Hormigón	m ³	256	11,508	2946,05
1.5	Hormigón	m ³	256	2,011	514,82
1.6	Protección entre pilas	m ²	1092	0,050	54,60
2	Anclaje				
2.1	Anclajes 12 m	m	480	2,113	1014,24
3	Excavación solar				
3.1	Excavación	m ³	9600	0,197	1891,20
				Total Global (U.F)	8509

Según datos proporcionados por el experto en construcción, considerando la condición de la pantalla a desarrollar, se determina la duración de las principales partidas, esto se observa en la Tabla 5.

Tabla 5: Plazo Pantalla de Pilas discontinuas. Elaboración propia.

Operación	Tiempo (días)
Excavación solar	19,2
Ejecución pilas	21
Ejecución anclajes	10

De esta forma el plazo total estimado para el desarrollo de este tipo de pantalla es de 50 días.

6.3.2. Muro Pantalla.

Se considera la ejecución de un Muro Pantalla cubriendo la totalidad del perímetro de la superficie, tiene un espesor de 0,4 metros y una profundidad de 8 metros más 2 metros de empotramiento. Para lograr la estabilidad de la perforación se utiliza lodo bentonítico. La excavación del emplazamiento del muro se realiza con cuchara bilvalva, por esto es superior a una excavación con excavadora.

El Muro Pantalla se realiza por paneles de 5 metros cada uno, en total son 28 paneles. En cada panel se dispone de dos anclajes, uno superior y otro inferior, cuyos largos son 8,5 y 7,3 metros respectivamente.

Se realizan muros guías o brocales cuya forma es una L, a ambos lados del lugar a excavar, cuya altura es de 0,8 metros y ancho máximo de 0,3 metros, con un ancho superficial de 0,2 metros.

Entre los paneles se utilizan 14 tubos juntas de acero, de perfil O 12 $\frac{3}{4}$ x 55,8.

En la Tabla 6 se observa la estructura de costos del Muro Pantalla, de donde se obtiene que el costo para este proyecto es de 13896 U.F.

Tabla 6: Estructura de costos Muro Pantalla. Elaboración propia.

Muro Pantalla					
Valor U.F día				26067,69	
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (U.F)	Total (U.F)
1	Brocales				
1.1	Excavación	m ³	112	0,197	22,06
1.2	Base arena (2,5 cm)	m ²	84	0,022	1,85
1.3	Base cemento (2,5 cm)	m ²	84	0,024	2,02
1.4	Moldaje (7 panel)	m ²	117,04	0,298	34,88
1.5	Enfierradura	Kg	4032	0,024	96,77
1.6	Hormigón	m ³	50,4	2,011	101,35
2	Ejecución Pantalla				
2.1	Excavación emplazamiento pantalla	m ³	577,6	1,918	1107,84
2.2	Enfierradura	Kg	44800	0,024	1075,20
2.3	Hormigón, lodo bentonítico	m ³	577,6	2,442	1410,50
2.4	Bombeo de hormigón	m ³	577,6	11,508	6647,02
3	Tubos junta				
3.1	Tubos junta O 12 3/4 x 55,8	kgf	6249,6	0,024	149,99
4	Viga de coronación				
4.1	Demolición pantalla (40 cm)	m ³	56	3,836	214,82
4.2	Moldaje	m ²	276,8	0,298	82,49
4.3	Enfierradura	Kg	2800	0,024	67,20
4.4	Hormigón	m ³	28	2,011	56,31
5	Anclaje				
5.1	Anclajes (8,5 m y 7,3 m)	m	442,4	2,113	934,79
6	Excavación solar				
6.1	Excavación	m ³	9600	0,197	1891,20
				Total Global (U.F)	13896

Según datos proporcionados por el experto en construcción, considerando la condición de la pantalla a desarrollar, se determina la duración de las principales partidas, esto se observa en la Tabla 7.

Tabla 7: Duración Muro Pantalla. Elaboración propia.

Operación	Tiempo (días)
Brocales	18
Ejecución pantalla	16
Viga coronación	8
Ejecución anclajes	9,22
Excavación solar	19,2

De esta forma el plazo total estimado para el desarrollo de este tipo de pantalla es de 71 días.

6.3.3. Muro Berlínés.

Se ejecuta el Muro Berlínés en el perímetro de la superficie, caracterizado por el uso de perfiles de acero distanciados 2 metros cada uno, entre los cuales se coloca madera de pino en tablonés de 2 x 10'. Para mejorar la estabilidad del sistema se utilizan anclajes, se coloca uno entre los perfiles de acero, estos tienen una longitud de 11 metros. Estructura de costos en Tabla 8.

Tabla 8: Estructura de costos Muro Berlínés. Elaboración propia.

Muro Berlínés					
Valor U.F día (9/7/16)				26067,69	
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (U.F)	Total (U.F)
1	Materiales utilizados				
1.1	Perfiles de acero HN 20 x 39,9	Kg	30723	0,045	1382,54
1.2	Tablonés de madera 2 x 10" x 3,2 m	Unidad	2142	0,233	499,09
1.3	Viga longuerina IC 25 x 27,4	Kg	7672	0,027	207,14
2	Ejecución pantalla				
2.1	Hincado pérfil de acero	m	770	1,57	1208,90
2.2	Colocación tablonés, vigas longuerinas	m ²	1088	1,48	1610,24
3	Anclaje				
3.1	Anclajes (11 m)	m	726	2,113	1534,04
4	Excavación solar				
4.1	Excavación	m ³	9600	0,197	1891,2
				Total Global (U.F)	8333

Según datos proporcionados por el experto, y considerando la condición de la pantalla a desarrollar se determina la duración de las principales partidas, esto se observa en la Tabla 9.

Tabla 9: Duración Muro Berlínés. Elaboración propia.

Operación	Tiempo (días)
Hincado de pilotes	23,3
Ejecución anclajes	15
Colocación tablonés y excavación	18,67

De esta forma el plazo total estimado para el desarrollo de este tipo de pantalla es de 57 días.

6.3.4. Muro Soil Nailing.

Se considera la ejecución de un Muro Soil Nailing en el perímetro de la superficie considerada para la simulación. La construcción de este muro se realiza en anillos de 2 metros de altura, dado que el suelo tiene cohesión se puede mantener sin desmoronamientos.

Se colocan anclajes espaciados 2 metros cada uno, por anillos se colocan 66 anclajes (no se colocan en las esquinas), en total, dado que la profundidad del muro es de 8 metros se colocan 264 anclajes. Cada anclaje tiene una longitud de 6 metros.

El sistema Soil Nailing considera un sistema de drenaje, el cual es un geocompuesto. También un shotcrete temporal de 10 cm y un shotcrete permanente de 5 cm, en ambos se colocan mallas electrosoldadas galvanizadas. En la Tabla 10 se observa la estructura de costos.

Tabla 10: Estructura de costos Muro Soil Nailing. Elaboración propia.

Muro Soil Nailing					
Valor U.F día				26067,69	
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (U.F)	Total (U.F)
1	Maquinaria				
1.1	Utilización máquina retroexcavadora	Hora	8	0,767	6,136
2	Ejecución pantalla				
2.2	Colocación sistema de drenaje	m ²	960	0,379	363,84
2.3	Mallas de acero electrosoldadas temporal	m ²	1120	0,295	330,40
2.4	Pernos	Unidad	700	1,030	721,00
2.5	Bombeo shotcrete temporal (e=10 cm)	m ³	112	4,091	458,19
2.6	Mallas de acero electrosoldadas permanente	m ²	1120	0,295	330,40
2.7	Bombeo shotcrete permanente (e=5 cm)	m ³	56	4,091	229,10
3	Anclaje				
3.2	Anclajes (6 m)	m	1584	2,430	3849,04
4	Excavación solar				
4.1	Excavación	m ³	9600	0,197	1891,20
				Total Global (U.F)	8179

Según datos proporcionados por el experto constructor, considerando la condición de la pantalla a desarrollar, se determina la duración de las principales partidas, esto se observa en la Tabla 11.

Tabla 11: Duración Muro Soil Nailing. Elaboración propia.

Operación	Tiempo (días)
Ejecución pantalla, anclaje y excavación	140
Inyección shotcrete	15,56

De esta forma el plazo total estimado para el desarrollo de este tipo de pantalla es de 156 días.

6.3.5. Muro Colgado.

Se considera la ejecución de un Muro Anclado de Hormigón Armado o Muro Colgado en el perímetro de la superficie a excavar. Este muro tiene 30 cm de espesor, la construcción del muro se realiza por anillos de 2 metros, considerando en total la construcción de 4 anillos.

Los anclajes se colocan cada uno distanciado del otro en 3,5 metros por anillo, es decir, en un anillo se utilizan 42 anclajes. Estos tienen una longitud de 6 metros.

En la Tabla 12 se observa la estructura de costos, obteniendo un valor de 9718 U.F.

Tabla 12: Estructura de costos Muro Colgado. Elaboración propia.

Muro Colgado					
Valor U.F día				26067,69	
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (U.F)	Total (U.F)
1	Máquinaria				
1.1	Utilización máquina retroexcavadora	Unidad	8	0,767	6,14
1.2	Utilización grúa para moldaje	Unidad	1	0,608	0,61
2	Ejecución pantalla				
2.2	Enfierradura pantalla	Kg	33600	0,024	806,40
2.3	Moldaje pantalla	m ²	72	0,298	21,46
2.4	Hormigonado	m ³	336	2,011	675,70
2.5	Bombeo Hormigón	m ³	336	11,508	3866,69
3	Anclaje				
3.2	Anclajes (6 m)	m	1008	2,430	2449,44
4	Excavación solar				
4.1	Excavación	m ³	9600	0,197	1891,20
				Total Global (U.F)	9718

Según datos proporcionados por el experto constructor, considerando la condición de la pantalla a desarrollar, se determina la duración de las principales partidas, esto se observa en la Tabla 13.

Tabla 13: Duración Muro Colgado. Elaboración propia.

Operación	Tiempo (días)
Excavación	19,2
Ejecución anclajes	21
Ejecución pantallas	167,4

De esta forma el plazo total estimado para el desarrollo de este tipo de pantalla es de 208 días.

6.4. Decisión de Sistema de Sostenimiento a usar con respecto a costo y plazos.

6.4.1. Comparación y análisis de costos.

Los resultados obtenidos luego de la simulación se pueden ver resumidos en la Tabla 14.

Tabla 14: Costos de los sistemas de sostenimiento. Elaboración propia.

Sistema de Sostenimiento	Precio estimado (U.F)	Precio estimado (CL)
Pantalla de pilas discontinuas	8.509	\$221.809.974
Muro Pantalla	13.896	\$362.236.620
Muro Berlínés	8.333	\$217.225.788
Muro Soil Nailing	8.179	\$213.215.582
Muro Colgado	9.718	\$253.316.010

Lo anterior graficado se ve en la Figura 62.

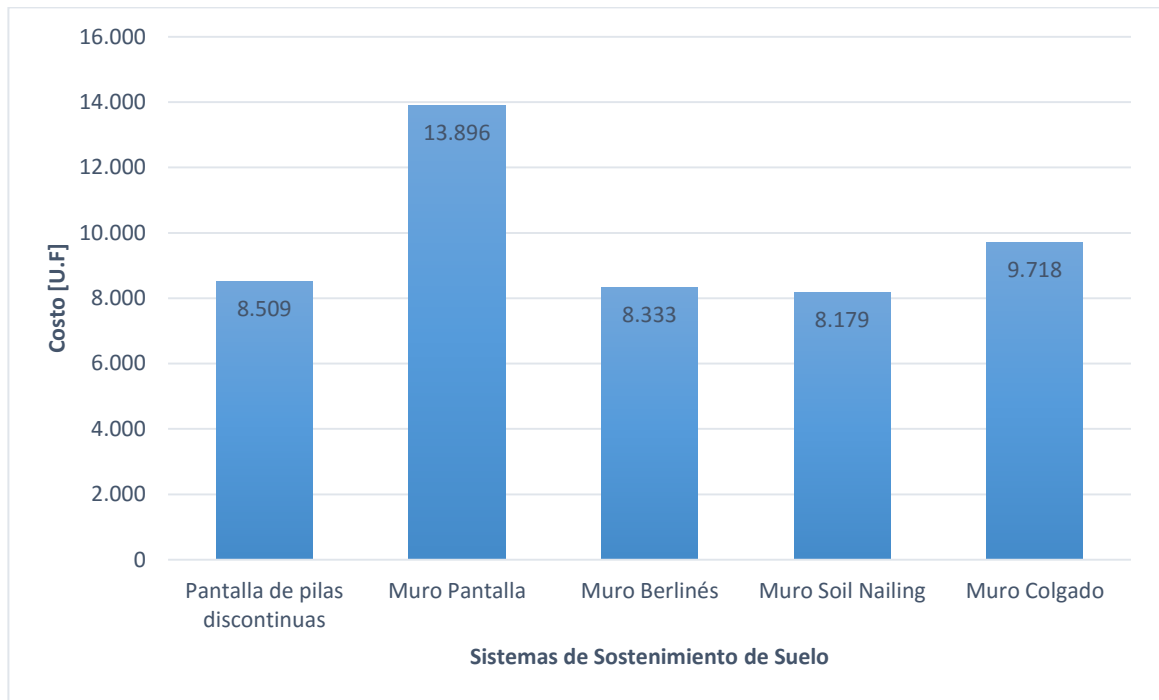


Figura 62: Comparación gráfica de costos de los sistemas de sostenimientos. Elaboración propia.

Según lo visto en la Tabla 14 y la Figura 62, se observa que el método más costoso es el Muro Pantalla (13.896 U.F), esto se debe a la gran cantidad de hormigón que se utiliza en su proceso constructivo, además de la utilización de cuchara bivalva.

Siguiendo el mismo argumento, excepto el uso de la cuchara bivalva, el Muro Colgado (9.718 U.F) es el que lo sigue en costo.

En un rango de costo semejante, pero más bajo que los dos anteriores, se encuentran la Pantalla de Pilas discontinuas (8.509 U.F), Muro Soil Nailing (8.179 U.F) y Muro Berlínés (8.333 U.F), estos costos pueden variar de acuerdo al diseño que se opta, pero lo importante que se debe destacar es que el costo es menor que el Muro Colgado y el Muro Pantalla. Por otra parte, comentar que el costo de la Pantalla de Pilotes puede verse aumentado si se realizará una Pantalla de Pilotes tangente o secante, ya que allí se utilizaría más cantidad de

hormigón. A su vez, el costo del Muro Berlinés se puede ver incrementado considerando un menor espaciado de los perfiles de acero.

Por otro lado, en la simulación del Muro Berlinés, la Pantalla de Pilas discontinuas y Muro Soil Nailing no se considera un agotamiento de una posible napa freática, lo cual tiene un costo y tiempo asociado, aumentando así el costo final de ejecución.

6.4.2. Comparación y análisis de plazos.

A partir de la información obtenida por expertos en el tema del sostenimiento de suelos, se obtuvo lo observado en la Tabla 15.

Tabla 15: Duración de los diferentes sistemas de sostenimiento. Elaboración propia.

Sistema de Sostenimiento	Plazo estimado (días)
Pantalla de Pilas Discontinuas	50
Muro Pantalla	71
Muro Berlinés	57
Muro Soil Nailing	156
Muro Colgado	208

Lo anterior graficado se observa en la Figura 63.

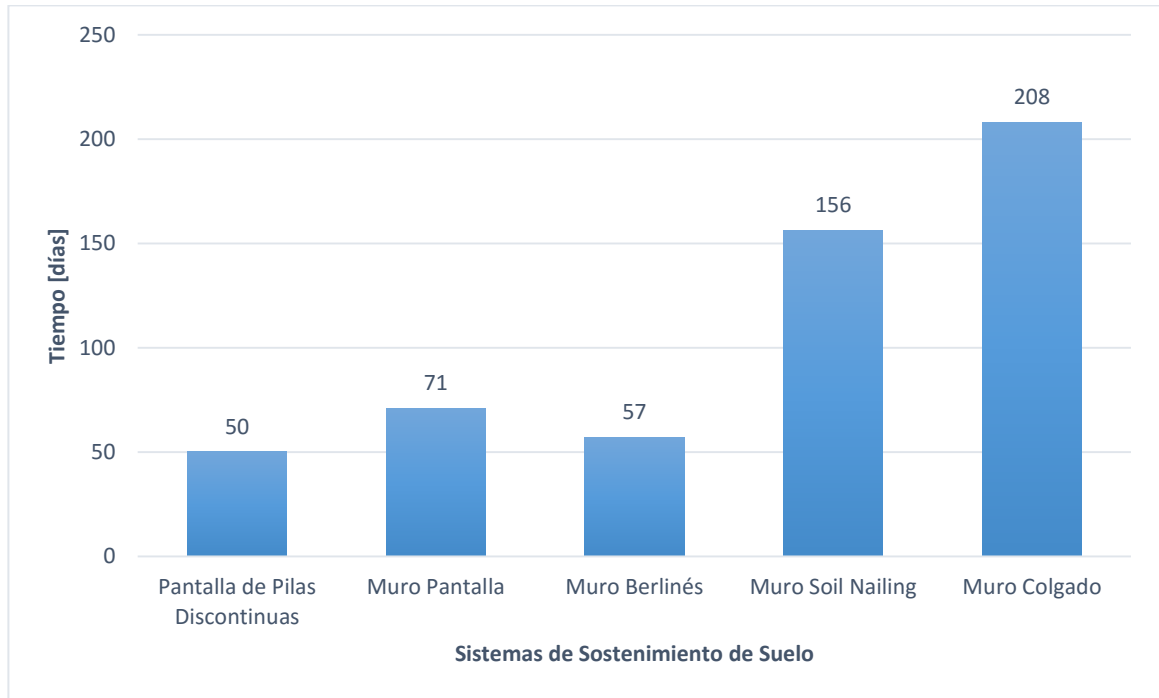


Figura 63: Comparación plazos de los sistemas de sostenimientos. Elaboración propia.

Según lo observado en la Tabla 15 y la Figura 63 el sistema de sostenimiento que conlleva menos tiempo en su desarrollo para cubrir la superficie escogida para el análisis es la Pantalla de Pilas discontinuas tardando 50 días, el siguiente sistema que demora menos es el Muro Berlínés, el cual tarda 57 días y posterior a este el Muro Pantalla con una duración en su ejecución de 71 días; estos tres métodos de sostenimiento de suelos se encuentran en un rango semejante de tiempo, variando 20 días aproximadamente, en cambio, el Muro Soil Nailing y el Muro Colgado tienen una duración 156 y 208 días, escapando de esta manera del rango anteriormente mencionado.

Esta diferencia de rango de tiempo se explica principalmente por el tiempo que conlleva para los últimos dos métodos mencionados la disposición de la armadura (en Soil Nailing de la malla electrosoldada) en el terreno.

Es importante notar que la Pantalla de Pilas al tener infinidad de opciones de disposición espacial puede variar en gran medida el tiempo de ejecución de esta,

por ejemplo en la simulación desarrollada se genera una Pantalla de Pilas discontinuas la cual se demora menos que una Pantalla de Pilas tangentes, básicamente por la forma en que se desarrolla su proceso constructivo. Es por esto que es importante destacar que el Muro Berlínés generalmente es el sistema de sostenimiento que se demora menos tiempo en desarrollar, seguido de la Pantalla de Pilas y el Muro Pantalla, para dar paso luego al Muro Soil Nailing y el Muro Colgado finalmente.

Es importante destacar que el Muro Berlínés no se utiliza como parte de la estructura, solo como contención. En gran cantidad de proyectos es necesario retirar el muro realizado.

En cambio el resto de los sistemas de contención pueden ser utilizados como parte de la estructura final, es por esto que es importante al momento de selección del método tener presente cual es la finalidad con la que se utilizará, dado que si se utiliza como estructura puede que se demore un poco más el desarrollo de la contención pero menos tiempo la estructura final.

Por otro lado, en la simulación del Muro Berlínés, la Pantalla de Pilas discontinuas y Muro Soil Nailing no se considera un agotamiento de una posible napa freática, el cual tiene un costo y tiempo asociado, aumentando así el tiempo final de ejecución.

6.5. Tabla resumen de distintos sistemas de sostenimiento.

La Tabla 16 compara los distintos sistemas de sostenimiento de suelo. Las columnas correspondientes al tipo de suelo, presencia de agua y profundidad alcanzada dependen exclusivamente de cada sistema de contención. En cambio las columnas correspondientes a costo y plazo corresponden a lo simulado en el acápite 6.4, en esta última se considera la ejecución de Pantalla de Pilas discontinuas.

Tabla 16: Comparación de los distintos sistemas de sostenimiento. Elaboración propia.

Sistema de sostenimiento de suelo	Tipo de suelo donde se usan.	Uso en presencia de agua.	Profundidad alcanzada.	Costo por m^3 (U.F)	Plazo (Días)
Tablestacado	Suelos granulares gruesos y finos	Se puede utilizar en presencia de napa freática	Depende de la longitud de la tablestaca	No analizado	No analizado
Pantalla de Pilas o Pilotes.	Cualquier tipo de suelo	Se puede utilizar en presencia de napa freática, dependiendo del tipo de pantalla de pilas o pilotes.	Hasta 50 metros de profundidad, depende de la máquina a utilizar.	8.510	50
Muro Pantalla	Suelos finos, arenas con presencia de rocas	Se puede utilizar en presencia de napa freática	Desde 10 a 40 metros	11.754	69
Muro Berlínés	Arenas o suelos finos	No se puede utilizar en presencia de napa freática	Desde 3 a 8 metros	8.333	57
Muro Soil Nailing	Suelos finos duros y suelos granulares con cohesión aparente	No se puede utilizar en presencia de napa freática	Profundidad deseada, en etapas de 1 a 2 metros.	8.179	156
Muro Colgado	Suelos finos duros y suelos granulares con cohesión aparente	Se puede utilizar en presencia de napa freática	Profundidad deseada, en etapas de 1 a 2 metros.	9.718	208

7. Conclusiones y Recomendaciones.

Dada la gran cantidad de sistemas de sostenimientos de suelo en excavaciones en edificios surge la necesidad de conocer las diferencias entre ellas. Es por esto, que se desarrolla un estudio detallado para poder conocer estas diferencias y saber cuándo se debe escoger un método u otro.

En Santiago actualmente el sistema de entibación o socalzado más utilizado son las Pilas de hormigón armado, se desarrollan mediante la excavación manual por parte de los trabajadores. Considerando el avance tecnológico con respecto a maquinarias y materiales, analizados en el capítulo 3, es recomendable escoger un sistema de sostenimiento que no ponga en riesgo a los trabajadores aunque sea mayor el costo en que se incurre, pudiendo ser cualquiera de los analizados en este trabajo.

El sistema de contención que se escoja depende de las condiciones de la obra, el presupuesto, el plazo disponible y si formara parte o no de la subestructura.

Las condiciones presentes en la obra o terreno son el tipo de suelo y la presencia de napa freática.

Según lo estudiado en capítulo 5 y observado en la Tabla 16, sin considerar el sistema Top – Down al ser una combinación de otros métodos de contención, se pueden agrupar los sistemas con respecto al tipo de suelo en que se utilizan. Las contenciones que se utilizan en suelos granulares son la Pantalla de Pilas, Pantalla de Pilotes y Tablestacado. Los sistemas que se pueden utilizar en ambos tipos de suelo son el Muro Colgado, Muro Pantalla, Muro Berlínés y Muro Soil Nailing

Los sistemas de sostenimiento que se pueden utilizar en presencia de agua en la excavación son el Muro Pantalla, Muro Colgado, Pantalla de Pilas y Pilotes secantes y tangentes y Tablestacados. Por su parte, los sistemas que no se

pueden utilizar con presencia de agua son el Muro Berlinés, Muro Soil Nailing y la Pantalla de Pilas y Pilotes discontinua.

Sería útil para quien toma la decisión de escoger que sistema utilizar considerar la Figura 61 para discriminar que sistema de sostenimiento puede utilizarse dependiendo de las condiciones del terreno presentes en la obra.

Si en obra existe presencia de agua y se escoge un sistema que requiere la depresión de la napa freática, es menester considerar que la Zanja, los Pozos de baja capacidad y el Sistema well point se desarrollan en suelos de grano medio sin plasticidad. En cambio, la Electroósmosis se desarrolla en suelos finos como limos y arcillas con plasticidad.

Es recomendable si el espacio dispuesto en la obra lo permite, realizar Zanjas o Pozos de baja capacidad, dado que son los métodos más baratos.

A grandes rasgos los sistemas de contención se pueden agrupar en dos grupos: Elaboración de la pantalla en conjunto con la excavación y elaboración de la pantalla antes de la excavación, en el primer grupo se encuentra el Muro Berlinés, Muro Soil Nailing, Muro Colgado y Sistema Top – Down; en el segundo grupo los restantes.

De acuerdo a la simulación realizada, considerando la Figura 62, se aprecia que el Muro Soil Nailing es el método más barato a utilizar, seguido por el Muro Berlinés y Pantalla de Pilas discontinuas, estos tres se encuentran en un rango entre 8100 y 8500 U.F. Esto indica que estos métodos son los más baratos en su realización, pudiendo variar de acuerdo a cambios en el diseño y proceso constructivo. Se recomienda el uso de estos tres sistemas de sostenimiento si por condiciones de terreno son viables. Después se encuentra el Muro Colgado con 9700 U.F y el Muro Pantalla con 13900 U.F, el uso de estos sistemas se recomienda si no existe otra opción válida por condiciones del terreno.

También es importante a la hora de escoger que se considere el sistema de sostenimiento como parte del subterráneo a construir, así independientemente del costo, el Muro Colgado y Muro Pantalla servirán como parte de la subestructura. No así el Muro Berlínés, que al estar hecho con maderas no pueden formar parte del muro del subterráneo. Las Pantallas de Pilas y Pilotes discontinuas se pueden utilizar como parte del subterráneo pero deben ser reforzadas con un pequeño muro de hormigón. El Muro Soil Nailing también sirve como muro del subterráneo.

De acuerdo a la simulación realizada, considerando la Figura 63, la Pantalla de Pilas discontinuas y el Muro Berlínés se mueven en el mismo rango de tiempo entre 50 y 60 días. Después el Muro Pantalla con 70 días, Muro Soil Nailing con 160 días y Muro Colgado con 210 días. En tema de duración es recomendable utilizar los dos primeros sistemas mencionados, y luego el Muro Pantalla.

Considerando tanto costo y plazo, el Muro Berlínés es el método más rápido y menos costoso, pero no se puede utilizar en presencia de agua ni como estructura permanente de la obra. Seguido de este se encuentra la Pantalla de Pilas discontinuas que es el método más rápido, pero con un coste un poco superior al anterior, este método no se puede utilizar en suelos finos y no se puede utilizar en agua. Si se cumplen las condiciones de cada sostenimiento es recomendable escoger uno de estos dos.

En cuanto a la limitación de espacios, el método conveniente es la Pantalla de Pilas, ya que no necesita maquinaria para su desarrollo.

En Santiago es recomendable realizar Pantalla de Pilas o Pilotes y Muro Berlínés dado el suelo y la presencia de una napa freática muy profunda, aunque para formar parte luego del subterráneo es preferible la Pantalla de Pilas o Pilotes.

Se recomienda al escoger el sistema de sostenimiento de suelo considerar los proveedores que entregan el servicio. De acuerdo a la Tabla 3, en su totalidad

entregan el servicio de Pantalla de Pilas o Pilotes, dado que es el sistema que más se utiliza en Santiago y en Chile. Luego parte de las empresas entregan servicios de Muro Pantalla, Muro Berlinés y Muro Soil Nailing. Es decir, mientras más empresas entreguen el servicio la elección se facilita debido a las posibilidades para cotizar la oferta de una empresa que desarrolle el servicio.

8. Glosario.

1. **Ademes:** Denominación de estructuras de contención de suelos tipo flexibles, pudiendo ser cualquiera de las estudiadas en este trabajo.
2. **Arriostramiento:** Sistemas utilizados para afirmar las pantallas flexibles, pueden aplicarse por el intradós o el trasdós (Puntales, banquetas o anclajes respectivamente).
3. **Azuche:** Pieza metálica que se coloca en el extremo inferior de un pilote o tablestaca, que para evitar daños del pilote o tablestaca al momento de ser hincada.
4. **Bomba centrífuga autocebante:** Bomba que se ceba por sí sola, poseen agua en el interior que circula y es expulsada por la cañería de impulsión cuando se aspira o succiona aire. Sirven para no tener que detener el funcionamiento de la bomba antes de que se acabe el agua.
5. **Bomba de desplazamiento:** Fluido se mueve empujado por pistón, membrana o tornillo.
6. **Bomba dinámica:** Fluido acelerado por paletas de un rotor que gira accionado por un motor pasando a tuberías donde disminuye la velocidad y la energía cinética se transforma en potencial.
7. **Efecto arco:** Efecto de transmisión de carga o esfuerzo, donde diferentes componentes de una estructura transmiten los esfuerzos o cargas recibidas a un componente que está diseñado para trabajar con esas cargas. Transmisión de las cargas del suelo entre estructuras a las estructuras.
8. **Entibación:** Protección que entrega resistencia al corte para impedir que se desmorone el suelo, estas estructuras se encuentran empotradas por debajo del nivel de la excavación. Ruano (2010).
9. **Equilibrio estático:** Referido a la condición en que cada punto de una masa de suelo está a punto de desplazarse.
10. **Equilibrio plástico:** Referido a la condición en que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar.

11. **Grieta a tracción:** Grieta que se genera en la interfaz contención – suelo debido a la existencia de tensiones al existir un empuje activo.
12. **Intradós:** Cara del sistema de contención que se encuentra libre.
13. **Lindero:** Perímetro que separa dos terrenos colindantes.
14. **Montmorillonita:** Mineral del grupo de los silicatos, pertenece a las arcillas. Es un hidrosilicato de magnesio y aluminio. Es hidrófoba al entrar en contacto con químicos aminados, es decir, es repelente al agua.
15. **Sifonamiento:** Fenómeno que ocurre cuando la tensión de infiltración del agua es capaz de anular las tensiones efectivas del suelo, generando una resistencia al corte nula.
16. **Socalzado:** Refuerzo que se coloca en la parte inferior de un edificio o muro con el fin de evitar daños en sus estructuras. Ruano (2010).
17. **Solar:** Terreno donde se planea construir.
18. **Subestructura:** Estructura que se construye bajo la cota cero del edificio, generalmente se denomina así a los subterráneos.
19. **Superestructura:** Estructura que se construye a partir de la cota cero del edificio hacia arriba, es todo lo que está en la superficie.
20. **Trasdós:** Cara del sistema de contención que se encuentra en contacto con el suelo contenido.
21. **Tubicación:** Salida del agua de la red de flujo a la superficie, la cual provoca inestabilidad, se genera por la erosión que se genera al salir el agua con una elevada velocidad. Son sifonamientos locales.

9. Bibliografía.

1. **Airey Taylor. 2013.** Top – Down Building Construction Design. West Perth, Australia: Airey Taylor Consulting. pp 1-3.
2. **Alarcón, M. 2011.** Efecto de la variación de las propiedades geotécnicas del suelo en el diseño de un muro berlinés. Tesis para optar al título académico de Ingeniero Civil. Concepción, Chile. Universidad Católica de la Santísima Concepción. pp 11 – 13.
3. **Altuntas, C., Persaud, D. and Poeppel, A.R. 2009.** Secant Pile Wall Design and Construction in Manhattan, New York. In: International Foundation Congress and Equipment Expo Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo – Support.
4. **Alvarez, A. 1998.** Aplicaciones de los Muros Tablestacas a la Construcción. Tesis profesional para obtener el título de Ingeniero Constructor. México D.F, México. pp 45-65.
5. **ArcelorMittal. 2010.** Tablestacas de Acero. Catálogo General.
6. **ARQUBA. 2011.** Anclajes. [en línea]. <<http://www.arquba.com/monografias-de-arquitectura/anclajes/>> [consulta: 4 de mayo de 2016].
7. **Asadi, A., Huat, B., Nahazanan, H. and Keykhah, H. 2013.** Theory of Electroosmosis in Soil. International Journal of Electrochemical Science. 8 (2013). pp 1016 – 1025.
8. **Balasubramaniam, A., Bergado, D., Guey, L., Seah, T. Miura, K. Phienweej, N. and Nutalaya, P. 2000.** Practical installation of stanchions for top – down construction in Bangkok subsoil. In: GEOTECH: Development in Geotechnical Engineering 27 – 30 November. Bangkok, Thailand. pp.337-346.
9. **Barrera, J.L, Dinarte, P. y Sorto, W. 2008.** Actualización de Procesos Constructivos en Pilotes de Concreto en las Zonas: Área Metropolitana de San Salvador, San Miguel y La Unión en la Industria de la Construcción. Trabajo de titulación para optar al título de Ingeniero Civil. San Miguel, El

- Salvador. Universidad de Oriente, Facultad de Ingeniería y Arquitectura. pp 117 – 181.
10. **Benegas, M.J. 1977.** Tablestacas: Sistemas de hinca y su práctica. Revista de Obras Públicas. Enero. pp 29-35.
 11. **Berbetti, M. 2003.** La importancia del empaque de grava como prefiltro en la perforación de pozos de agua. [en línea] <http://www.sibsc.com/articulos/empaque_grava.htm> [consulta: 30 de marzo de 2016].
 12. **Bonhomme, S. 1974.** Métodos de Construcción. 3° ed. Santiago, Chile. Editorial Universitaria. pp 186-202.
 13. **Cabellos, G. 2012.** Análisis Comparativo de la Estabilización de Taludes mediante el uso de Muros Anclados y Cazaduras en la Construcción de Edificaciones. Tesis para optar al Título de Ingeniero Civil. Lima, Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.
 14. **Callejas, F. 2011.** Procedimiento Constructivo de Muro Pantalla. Tesina para optar al título de Especialista en Construcción Pesada. México D.F, México. pp 6-30.
 15. **Candogan, A. 2009.** The Art and Practice of Foundation Engineering. Ali Candogan, Estambul.
 16. **Cementation Skanska. 2009.** Bored Pile Retaining Walls. Revision 7. [descargado] Catálogo Cementation Skanska.
 17. **Chapple, P. 2009.** Innovación arriba y abajo. Revista BIT (65): 48 -51.
 18. **CHILE. Instituto Nacional de Normalización. 2012.** NCh 433 Of. 1996 Mod. 2012. Diseño sísmico de edificios, Decreto Supremo 61/2011. pp 48.
 19. **Cndrillingrig. 2010.** Cuchara Bivalva Hidráulica para Muros Pantallas Continuos SG. [en línea]. <<http://www.cndrillingrig.es/1-SG.html>>. [consulta 14 de abril de 2016].
 20. **Coll, J. 2013.** Muros Diafragma y Muros Pilotes: Aporte a la solución del tráfico de Lima. [descargado] Revista Científica Ingetecno. Volumen 2, Número 2.

21. **Das. B. M 2001.** Principio de Ingeniería de Cimentaciones. 4° ed. México,D.F, México. International Thomson Editores, S.A.pp 334-385.
22. **Das. B. M 2015.** Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. 4° ed. México,D.F, México. Cengage Learning. pp 379-473.
23. **Deep Foundations Institute. 2005.** Industry Practice Standards and DFI Practice Guidelines for Structural Slurry Walls. First edition. Hawthorne, New Jersey, USA. pp 1-18.
24. **Department of Transportation. 2015.** Design & Construction Guideline for a Soil Nail Wall System. [Geotechnical Engineering Manual 21]. New York. Geotechnical Engineering Bureau.
25. **Dey, A. 2014.** Issues and Aspects of Soil Nailing. In: QIP – STC on Challenges and Recent Advances in Geotechnical Engineering Research and Practices: December 2014. India, Assam, Guwahati, IIT Guwahati.
26. **Díaz, D. 2015.** Top Down y su aplicación para la reducción del plazo de construcción.
27. **Errázuriz, E. 2009.** Pantallas de contención, métodos de diseño y aplicaciones. Tesis para optar al grado de Magister en ciencias de la ingeniería, mención Ingeniería Geotécnica. Santiago, Chile. Universidad de Chile. pp 6-36.
28. **Ferrer, A., Davila, V. y Sahuquillo, A. 2008.** Descenso artificial del nivel freático en centros urbanos: Diseño e instalación de una red de control eficiente y sostenible. En: Jornadas sobre “El agua y las infraestructuras en el medio subterráneo”: 24 a 26 de Noviembre de 2008. Barcelona, España. Asociación Internacional de Hidrogeólogos Grupo Español.
29. **Figueres, V. 2005.** Zanjas en terrenos arenosos. Sistema well point. Riesgos y medidas preventivas. En: CONGRESO Semana de la seguridad y salud: 28, 29 y 30 de Noviembre de 2005. Murcia, España. Mesa Técnica de Seguridad y Salud Laboral de la Región de Murcia. pp 12 – 21.

30. **Geofortis. 2011.** Procedimiento Constructivo: Muro Anclado. Alajuela, Costa Rica. [descargado] Catálogo Geofortis.
31. **Geofortis. 2011.** Procedimiento Constructivo: Muro Soil Nailing. Alajuela, Costa Rica. [descargado] Catálogo Geofortis.
32. **Glossop, R. and Skempton, A. 1945.** Particle size in silts and sands. Institute C.E. número 2. pag 81 – 105.
33. **Gofavarthi, V.R, Mallavalli, D., Peddi, R., Katragadda, N. and Mulpuro, P. 2011.** Contiguous Pile Wall as Deep Excavation Supporting System. [descargado] Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies, ISSN 1583 – 1078. Issue 19, July – December 2011. pp. 144 – 160.
34. **González, M. 2001.** El terreno. 1° ed. Barcelona, España. Edicions de la Universitat Politècnica de Catalunya, SL. pp 139-164.
35. **González, I. 2012.** El soporte de un coloso. Revista Construcción y tecnología en concreto. Agosto: 47 – 49.
36. **Groundfos. 2011.** Manual de bombeo. Groundfos Industry. [descargado] Catálogo Groundfos.
37. **Ischebeck Ibérica. 2012.** Sistema de agotamiento de agua WELLPOINT. [descargado] Catálogo Ischebeck Ibérica.
38. **Ischebeck Ibérica. 2013.** Pantallas de tablestacas: Sótanos, recintos, taludes, pozos, obras portuarias. [descargado] Catálogo Ischebeck Ibérica.
39. **Jia, J., Xie, X., Zhai, J., Zhang, Y., Yang, K. and Guo, X. 2012.** Research and Design on Top – Down method for large scale podium basement excavation of Shanghai Tower. In: GEOCONGRESS. pp. 770 – 779.
40. **Jiménez, J. 1980.** Geotecnia y cimientos III. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotencia. Segunda parte. 1° ed. Madrid, España. Editorial Rueda. pp 1155-1202.
41. **Kumar, M., Basarkar, S., Mohapatro, B. and Mutgi, P. 2013.** Emerging trend in deep basement construction: Top – Down technique. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering. ISSN: 2278 - 1648:1-11.

42. **Kutschke, W., Tarquinio, F. and Petersen, W. 2007.** Practical Soil Nail Wall Design and Constructability Issues. In: DFI's 32nd Annual Conference on Deep Foundations. October 11 – 13, 2007. Colorado Springs, Colorado.
43. **Lee, H., Lee, J. and Lee, J.S. 1999.** Nonshored formwork system for Top – Down construction. *J. Construct. Eng. Manage.* pp 392 – 399.
44. **Li, M., Chen, J. Xu, A. and Wang, J. 2014.** Performance of a Deep Top – Down excavation under Operating Railway. *Tunneling and Underground Construction*: 965-973.
45. **Marin, K., Alayon, B. y Quintero, D. 2009.** Bomba de Diafragma. [en línea] <<http://bombadediafragma.blogspot.cl/>> [consulta: 29 de marzo de 2016].
46. **Miliarium Aureum. 2004.** Lodos de perforación. [en línea]. < http://www.miliarium.com/proyectos/estudioshidrogeologicos/anejos/metodosperforacion/lodos_perforacion.asp> [consulta: 12 de abril de 2016].
47. **Mozo, D. 2012.** Análisis y Diseño de Muros Pantallas en Suelos Arenosos. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Concepción, Chile. pp 20-27.
48. **Mozo, D., Orostegui, P. y Villalobos, F. 2014.** Proyecto de Muros Pantallas para el Edificio Centro Plaza. En: VII Congreso Chileno de Geotecnia: 28 a 30 de Noviembre de 2014. Concepción, Universidad de Concepción en conjunto con SOCHIGE.
49. **Muñoz, A. 2011.** Manual para el Proceso de Diseño y Construcción de Muros Anclados de Concreto Lanzado. Proyecto previo a la obtención del título de Tecnólogo en Administración de Proyectos de Construcción. Quito, Ecuador. pp 1 -10.
50. **Ortigosa, P. y Retamal, E. 1994.** Socalzado y Entibaciones en la Grava de Santiago. *Revista ONDAC.* pp 19 – 25.
51. **Pilotes Terratest. 2001.** Pilotes de extracción. [descargado] Catálogo PilotesTerratest
52. **Pilotes Terratest. 2005.** Muro Ancado “Terrawall”. Obra: Edificio Universidad Finis Terrae. [descargado] Catálogo PilotesTerratest

53. **Pilotes Terratest. 2005.** Muros Pantalla. [descargado] Catálogo PilotesTerratest
54. **Pilotes Terratest. 2010.** Pilotes de Hélice Continua – CFA. [descargado] Catálogo PilotesTerratest
55. **Pilotes Terratest. 2010.** Muro Berlinés, Proyecto: Edificio Chacabuco – Concepción. pp 1. [descargado] Catálogo PilotesTerratest
56. **Pilotes Terratest. 2011.** Obras mixtas. Proyecto: Edificio Catedral III. [descargado] Catálogo PilotesTerratest
57. **Pilotes Terratest. 2013.** Pilotes proyecto: Mall paseo San Bernardo. pp 1-3. [descargado] Catálogo PilotesTerratest
58. **Prashant, A. and Mukherjee, M. 2010.** Soil Nailing for stabilization of steep slopes near railway tracks. [Final Report]. India. Research Designs and Standards Organization, Lucknow.
59. **Prieto – Portar, L. 2008.** Types of Retaining Walls. [Lecture #23]. Classes of Foundation Engineering. pp 67.
60. **Putzmeister. 2015.** ¿Qué es el Shotcrete?. [en línea] <<http://bestsupportunderground.com/que-es-el-shotcrete/>> [consulta: 28 de junio de 2016].
61. **QuimiNet. 2004.** Conozca las características y aplicaciones de las bombas sumergibles. [en línea] <<http://www.quiminet.com/articulos/conozca-las-caracteristicas-y-aplicaciones-de-las-bombas-sumergibles-2715179.htm>> [consulta: 29 marzo de 2016].
62. **Raddatz, D., Miranda, R. y Taiba, O. 2014.** Diseño y aplicación de pilotes CFA para una central eléctrica en Coronel, Chile. [en línea] Revista Scielo. 21 de marzo de 2014. Número 15 Concepción 2014. <draddatzalta@engin.umass.edu, oscartaiba@ferrara.cl y rmiranda@magebausa.com> [consulta: 16 de mayo de 2016].
63. **Ruano, D. 2010.** Análisis de los plazos de construcción de edificios en Chile y su relación con los métodos constructivos utilizados. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago, Chile. Universidad de Chile. pp 22-46.

64. **San Martin, F. 2015.** Pilas con Anclaje. [en línea] <http://pilasyanclajes.blogspot.cl/2015_04_01_archive.html> [consulta: 04 de octubre de 2016].
65. **Sanhueza, C. 2008.** Criterios y parámetros de Diseño para Pantallas Continuas en Madrid. Trabajo de titulación para optar al título de Doctor. Madrid, España. pp 19-42.
66. **Saquel, R. 2009.** Sistemas de Entibación para la Excavación de Zanjas en la ciudad de Punta Arenas. Trabajo de titulación para optar al título de Constructor Civil. Punta Arenas, Chile. Universidad de Magallanes. pp.27-33.
67. **Saucedo, M. 2012.** Aplicación de Muros de Pilotes en obras viales en Lima. Pilotes Terratest. Revista especializada Peruvias: 22 – 25.
68. **SINOVO. 2011.** Equipo de pilote de hélice continua CFA. [en línea] <<http://www.chinasinovo.es/2-drilling-equipment.html>> [consulta: 15 de mayo de 2016].
69. **Skylinesteel I a Nucor company. 2015.** Manual Técnico de Productos. pp 4.
70. **Smith, R., Smith, D and Griffin, J. 2009.** Top – Down construction of a bridge in clay schale. In: INTERNATIONAL FOUNDATION congress and quipment expo contemporary topics in ground modification, Problem Soils, and Geo – Support. pp 598-605.
71. **SUELOS INGENIERÍA S.A.S. 2016.** Pilotes CFA. [en línea] <<http://www.sueloingenieria.com/index.php/actividades/construccion/2014-11-06-14-55-23/pilotes>> [consulta: 16 de mayo de 2016].
72. **Terzaghi, K. y Peck, R. 1973.** Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. 2° ed. Barcelona, España. Editorial el Ateneo. pp 131 – 151.
73. **Tomlison, M. J. 1973.** Diseño y Construcción de Cimientos. Bilbao, España. Editorial URMO. pp 646-653.
74. **Turner, J.P., Steele, J.A., Maher, W.F., Zortman, M.R. and Carpenter, J.R. 2004.** Design construction, and performance of an anchored tangent pile wall for excavation support.

75. **Ufuk, M. 2008.** Deep Excavations. Electronic Journal of Geotechnical Engineering. pp 2.
76. **Urbán, P. 2006.** Construcción de Estructuras de Hormigón Armado. Adaptado a las instrucciones EHE, EFHE, NCSE – 02 CTE. 3° ed. Alicante, España. Editorial Club Universitario. pp 310-320.
77. **Uriel, A. Tablestacado y Entibaciones.1980.** En: Jiménez, J. Geotecnia y cimientos III. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia. Segunda parte. 1° ed. Madrid, España. Editorial Rueda. pp 1155-1202.
78. **U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. 1998.** Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls. Washington, D.C. pp. 3 – 43.
79. **U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. 1999.** Geotechnical Engineering Circular No.4, Ground Anchors and Anchored Systems. Washington, D.C. pp 4 – 11.
80. **Valdez, P. 2011.** Manual de Diseño y Construcción de Muros Anclados de Hormigón Proyectado. Tesis de grado presentada como requisito para la obtención del título de Ingeniero Civil. Quito, Ecuador. Universidad San Francisco de Quito.
81. **Valladares, H. 2007.** Cálculo y Diseño de Entibaciones para Excavaciones en Profundidad. Tesis para optar al título de Ingeniero Constructor. Valdivia, Chile. Universidad Austral de Chile.
82. **Villalobos, F. y Oróstegui, P. 2010.** Diseño y construcción de muro Berlinés para estacionamiento subterráneo de grandes dimensiones. Revista de la Construcción. 9(2): 4 – 17.
83. **Wharmby, N. and Perry, B. 2010.** Development of Secant Pile Retaining Wall construction in Urban New Zealand.
84. **Wollin, G. 1967.** Corrosión en el suelo y en obras hidráulicas. Die Bautechnik, Febrero.

10. Anexos

10.1. Valores de K_0 en teoría de empujes de suelo.

Según González (2001) los valores de K_0 varían de la siguiente forma:

Tabla 17: Valores típicos de coeficiente de empuje en reposo. Elaboración propia.

Tipo de suelo	K_0
Arenas flojas	0.5 a 0.65
Arenas densas	0.35 a 0.45
Arcillas	0.7 a 0.75
Arenas compactadas	1.0 a 2.0
Arcillas compactadas	0.8 a 1.5

Observándose una variación considerable de este coeficiente, lo cual puede disminuir a la mitad el empuje sobre el sistema de soporte o duplicarlo dependiendo del tipo de suelo, esto influye en la contención a utilizar.

10.2. Sistemas de arriostramiento en pantallas flexibles.

Según Errázuriz (2009) los sistemas de arriostramiento se utilizan para reducir los esfuerzos máximos que aparecen en la pantalla, en las diferentes fases constructivas de esta y para limitar las deformaciones de estas y del terreno circundante.

La fase más desfavorable desde el punto de vista tensional es la excavación de intradós, es por esto que es necesario el arriostramiento de las estructuras flexibles para poder soportar las alturas de suelo excavado o posibles sobrecargas.

Existen dos tipos de arriostramiento que se le colocan a las pantallas, estos son arriostramiento provisionales y definitivo. La diferencia radica en el tiempo en que están siendo utilizados, los primeros se retiran después de cumplir su función y los segundos forman parte de la construcción final.

- Arriostramiento definitivos son: Anclajes protegidos contra corrosión y Losas.
- Arriostramiento provisionales son: Banquetas, Puntales y Anclajes activos o pasivos.

A continuación se detallarán lo anteriormente nombrado.

10.2.1. Banquetas.

El sistema de banquetas consiste en la creación de un espaldón de suelo en la superficie de la excavación adosado al sistema de contención que sirve de soporte mediante la teoría de empuje pasivo, luego como la banqueta no puede mantenerse, por la construcción, es retirada y se cambia el sistema de arriostramiento a uno definitivo.

Este sistema puede ser para excavaciones poco profundas y para excavaciones profundas, Urbán (2006) describe el procedimiento:

1. Se excava hasta la superficie de la banqueta, luego en el centro del solar se excava hasta la cota fijada con anterioridad, dejando en la periferia la banqueta que actúa como riostra. Esta riostra puede tener el alto de un nivel o más. Ver Figura 64 (a).
2. Se construye el núcleo central del edificio y se arriostra el nivel superior de la banqueta.
3. Se excava la banqueta que queda bajo la nueva riostra, con las limitaciones que esto conlleva. Ver Figura 64 (b).

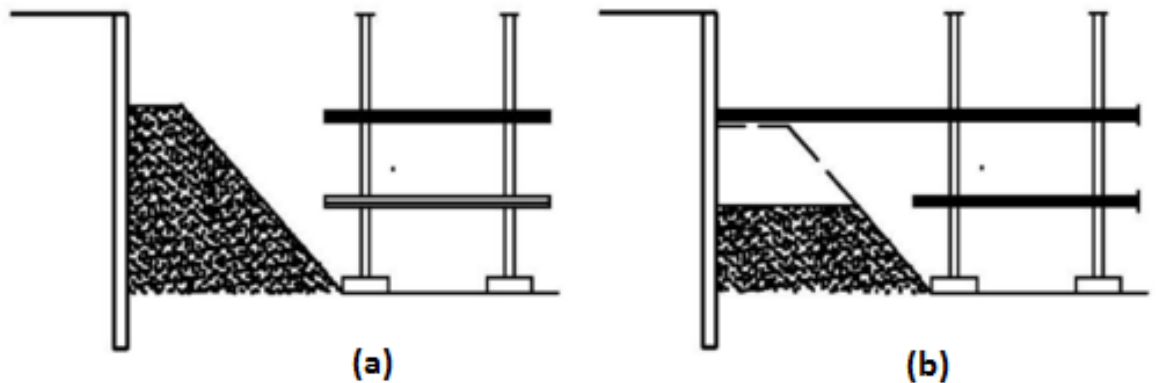


Figura 64: Banqueta de tierra para subterráneos de varios niveles. Urbán (2006).

10.2.2. Puntales.

Los puntales, jabalcones o vigas son estructuras principalmente de acero, que se utilizan en excavaciones donde la distancia entre muros opuestos es pequeña, según Urbán (2006) esta distancia es de 15 a 20 m. Principalmente se colocan en dirección horizontal y pueden ser desde una viga hasta un enrejado, siempre que permitan el trabajo al interior de la excavación.

Existen puntales que se utilizan en las esquinas de la excavación o cuando los solares son irregulares tal como se observa en la Figura 65.



Figura 65: Solar irregular con arriostramiento vía puntales. Urbán (2006).

Cuando el solar es muy extenso y se hace difícil el arriostramiento vía puntales horizontales se utilizan dados de reacción o anti funicular con estructura metálica como menciona Errázuriz (2009), que consiste en colocar el puntal en dirección diagonal desde el sistema de soporte y el suelo, de esta forma soporta los empujes de suelo. Ver Figura 66.

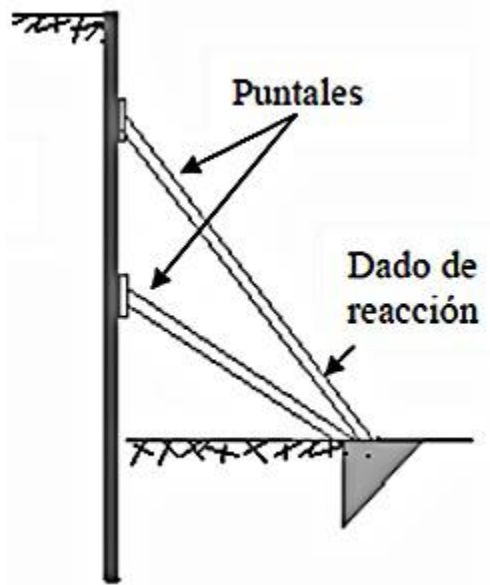


Figura 66: Puntales en solares extensos. Errázuriz (2009).

10.2.3. Anclajes.

Los anclajes corresponden a elementos estructurales instalados en el suelo o roca, que permiten transmitir esfuerzos de tracción desde la superficie del terreno hasta la zona interior del mismo (Muñoz (2011)).

Los anclajes son estructuras de cables o tubos de acero que se colocan en el proceso constructivo en un orificio perforado en el suelo detrás del sistema de soporte, para lograr la adhesión con el suelo se inyecta lechada de cemento en dirección al trasdós.

A. Componentes de un anclaje.

Los componentes del anclaje se observan en la Figura 67 y son:

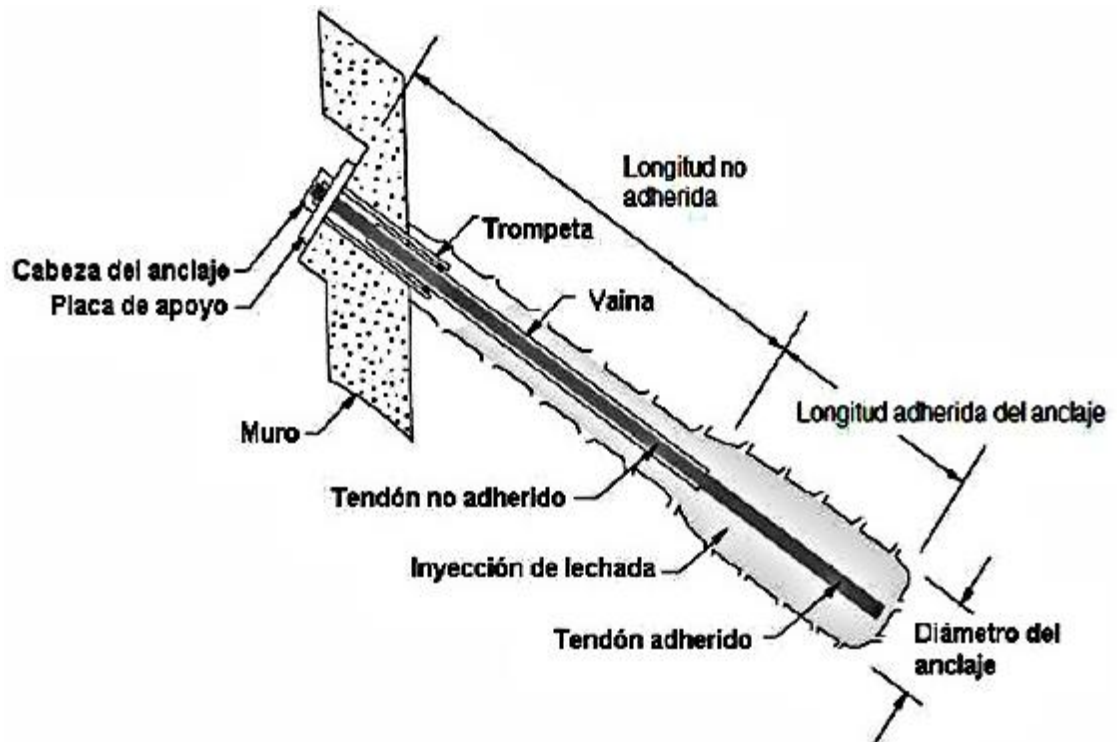


Figura 67: Componentes de los anclajes. Muñoz (2011).

- Cabeza del anclaje: Corresponde a la tuerca y sirve para fijar el sistema de anclaje.
- Placa de apoyo: Corresponde a una placa metálica que permite la transmisión del esfuerzo desde la barra hacia el sistema de contención.
- Longitud no adherida: Corresponde al sistema trompeta, vaina y tendón no adherido, la función es conectar la cabeza del anclaje con el tendón adherido.

Pueden estar presentes los centralizadores que se encargan que la barra de acero este en la disposición geométrica de diseño.

- Longitud adherida o raíz: Corresponde al tendón adherido y la inyección de lechada de cemento, la función de este es fijar la barra de acero con el suelo o roca de manera de transmitir los esfuerzos a los que está sometido.

- Vaina: Elemento de plástico que se utiliza para la protección del anclaje a la corrosión.
- Trompeta: Corresponden a tubos de acero cuya función es asegurar el posicionamiento del anclaje, su uso es opcional.

Entre la longitud adherida y la longitud no adherida se logra una longitud total que cumple con afirmar el suelo fuera de la superficie de falla del talud estudiado, esto se observa en la Figura 68.

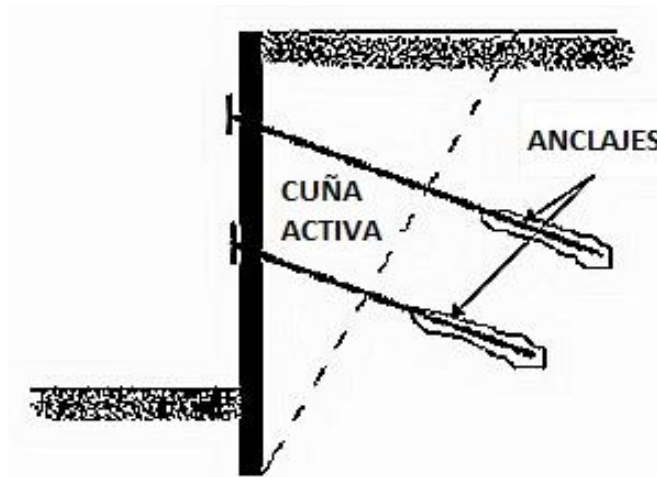


Figura 68: Colocación de anclaje fuera de la superficie de falla. Errázuriz (2009).

B. Tipos de anclajes según vida útil.

Los anclajes dependiendo del tiempo en que se usen pueden ser temporales o permanentes, los primeros son retirados luego de cumplir con su función, los segundos se deben diseñar con protección a la corrosión con el fin de evitar su deterioro, y están presentes durante la vida útil del proyecto.

C. Tipos de anclaje según carga inicial.

Los anclajes pueden ser activos como pasivos, la diferencia radica en que los anclajes activos son pretensados y esto ayuda a la compresión del terreno

circundante, evitando desplazamientos de este, en cambio, los anclajes pasivos no son tensados con anterioridad y toman la carga con la deformación del terreno.

En proyectos de excavaciones profundas es preferible el uso de anclajes activos para evitar los desplazamientos, los anclajes pasivos se utilizan para proyectos en los que se esperen pocos desplazamientos.

D. Tipos de anclaje según inyección de la lechada de cemento.

Existen tres formas de realizar la inyección de la lechada de cemento al interior del orificio perforado. Estas son:

Anclajes inyectados a gravedad.

La lechada de cemento se inyecta utilizando a su favor la gravedad, esto no expande el diámetro inicial de la perforación. Se observa en la Figura 69 (a).

Estos anclajes se utilizan típicamente en rocas y en depósitos de suelos cohesivos rígidos usando tuberías tremie (U.S. Department of Transportation (1999)).

Anclajes inyectados a presión.

La lechada de cemento se inyecta a presión hacia el interior de la perforación, provocando que se expanda el diámetro inicial de la perforación. Se observa en la Figura 69 (b).

Esta inyección a presión mejora la adherencia del anclaje debido a un aumento en la presión de confinamiento en la raíz (Muñoz (2011)).

Estos anclajes se utilizan generalmente en suelos granulares gruesos, suelos granulares finos y rocas fisuradas débiles (U.S. Department of Transportation (1999)).

Anclajes post – inyectados.

Inicialmente la lechada de cemento corresponde a una inyección por gravedad, luego de uno o dos días se procede a la inyección a presión, esto se realiza a través de un tubo de inyección colocado al mismo momento que la barra de acero, la inyección a presión fractura la lechada de cemento inicial permitiendo un aumento del diámetro de la perforación generando una mayor adherencia entre suelo y barra de acero. Esto se puede observar en la Figura 69 (c).

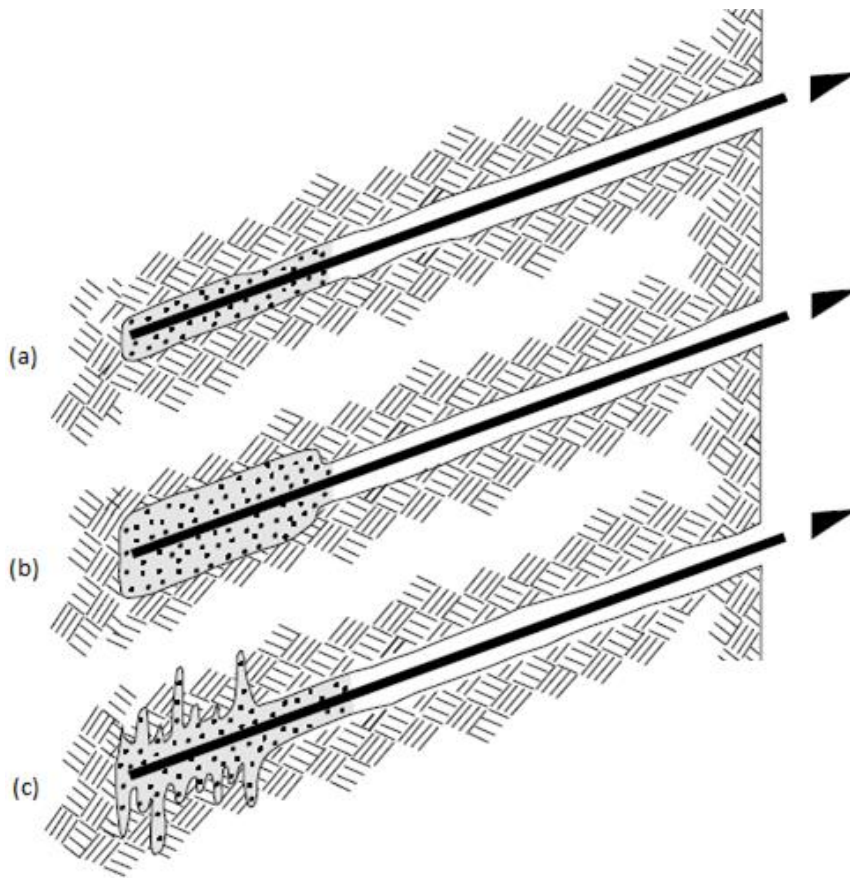


Figura 69: Tipos de anclajes según inyección de lechada de cemento. (a) Anclajes inyectados por gravedad, (b) Anclajes inyectados a presión, (c) Anclajes post - inyectados. U.S. Department of Transportation (1999).

E. Ventajas de los anclajes.

Las ventajas que presenta este sistema son:

- Se alcanzan las profundidades de excavación deseadas.
- Permiten un mayor espacio para construir, dado que no hay elementos de arriostre hacia la construcción.
- Empotramiento menor del sistema de soporte.
- Limitan las deformaciones horizontales, protegiendo las estructuras colindantes.

10.2.4. Losas.

El sistema de losas corresponde a un arriostramiento definitivo, principalmente se utiliza en el sistema Top – Down que se explicará en capítulos posteriores, consiste en la construcción de la losa del edificio para soportar el empuje del suelo, según Errázuriz (2009) se utiliza en suelos de mala calidad donde se busca prevenir un desplazamiento lateral muy grande del sistema de soporte.

El sistema de soporte se convierte en el muro perimetral de la estructura, siendo parte de la estructura. Se puede mezclar este sistema de arriostramiento con los vistos con anterioridad. En la Figura 70 se observa una riostra con losas.

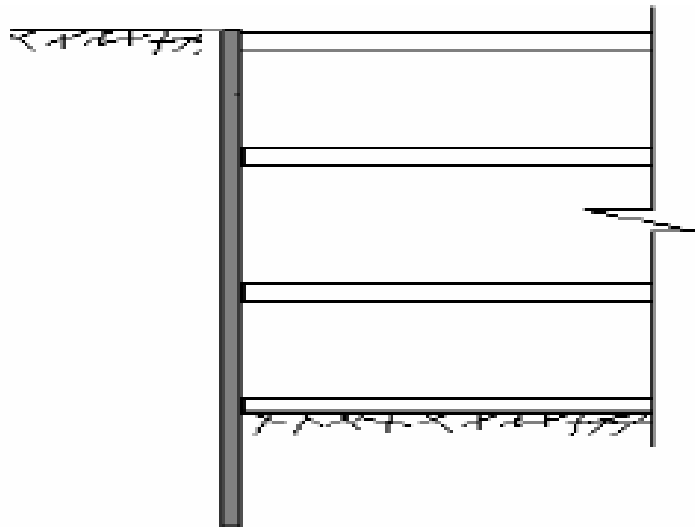


Figura 70: Arriostramiento mediante losas. Errázuriz (2009).