

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO - CHILE



MODELADO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN CON MECHAS DRENANTES

FABIÁN ANDRÉS GUTIÉRREZ ALFARO

Memoria para optar al Título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Sr. Oscar Taiba M.

Septiembre de 2018

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO - CHILE



MODELADO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN CON MECHAS DRENANTES

Memoria de titulación presentada por
FABIÁN ANDRÉS GUTIÉRREZ ALFARO

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Sr. Oscar Taiba M.

Profesor Co-referente
Sr. Matías Silva I.

Septiembre de 2018

AGRADECIMIENTOS

“Agradezco a mis padres por su gran esfuerzo y apoyo incondicional a lo largo de todo este camino y en esta etapa culmine de mi crecimiento profesional.

También agradezco la oportunidad de pertenecer a esta bella institución que me ha formado profesionalmente y además me ha permitido crecer como persona gracias a los valores que se encuentran siempre presentes en cada rincón de la universidad.

Agradezco a todos los profesores que formaron parte de mi proceso universitario, les doy las gracias por su buena disposición y voluntad.

Y agradezco a todas las personas que de una u otra forma se han hecho presentes con su sincero apoyo.”

RESUMEN

En esta memoria se presenta el desarrollo de un problema típico de consolidación primaria de arcillas de baja consistencia sobre las cuales se realiza un tratamiento con mechas drenantes, el análisis de consolidación es realizado mediante elementos finitos en PLAXIS 2D versión 2016.01. a través del modelo constitutivo “Soft Soil” de un suelo normalmente consolidado en base a un proyecto real denominado “Acceso al Puerto de San Antonio, Puente Llolleo – Avenida La Playa” en San Antonio, región de Valparaíso que a su vez contempla la construcción de un terraplén.

El procedimiento de modelado consiste en la estimación de los parámetros de la arcilla en base a la estratigrafía y ensayos de consolidación del proyecto original y en base a valores referenciales de suelos conocidos en la literatura.

Luego los análisis consisten en: (1) análisis de sensibilidad en base a un modelo idealizado para identificar los parámetros dominantes en proceso de consolidación primaria sin drenes verticales y con drenes vertical prefabricados, (2) análisis de los resultados obtenidos en PLAXIS 2D en lo relativo a la consolidación primaria, mechas drenantes, asentamiento y grado de consolidación y (3) análisis y comparación de los resultados obtenidos mediante elementos finitos con los resultados obtenidos en el estudio original mediante métodos convencionales basados en las hipótesis de Terzaghi.

Entonces, en base a los análisis de sensibilidad los parámetros más influyentes en el proceso de consolidación primaria son el índice de consolidación y la permeabilidad y en el caso cuando se han instalado drenes prefabricados los parámetros más influyentes son la permeabilidad horizontal, el distanciamiento de las mechas drenantes y el índice de consolidación, donde la permeabilidad horizontal es el parámetro predominante.

Finalmente, se observan similitudes entre la metodología convencional basada en la teoría de Terzaghi y el método de elementos finitos de PLAXIS, sin embargo, debido a los supuestos simplificadores de Terzaghi los métodos convencionales no son precisos y deben considerar criterios conservadores para minimizar los errores, por otra parte, los métodos basados en elementos finitos toman en cuenta la verdadera geometría del problema, la interacción entre las obras proyectadas y el suelo, la estratificación del terreno y que la rigidez depende del esfuerzo, entre otras cosas.

ABSTRACT

This report presents the development of a typical problem of primary consolidation of low-consistency clays on which a treatment with draining wicks is performed, the consolidation analysis is done by finite elements in PLAXIS 2D Version 2016.01. through the constitutive model "Soft soil" of a normally consolidated soil based on a real project called "Access to the port of San Antonio, Puente Llolleo – Avenida la Playa" in San Antonio, Valparaíso region that on its side contemplates the construction of a Fill.

The modeling procedure consists of the estimation of the clay parameters based on the stratigraphy and the consolidation tests of the original project and based on the reference values of soils known in the literature.

Then the analyses consist of: (1) sensitivity analysis based on an idealized model to identify the dominant parameters in the process of primary consolidation without vertical drains and with prefabricated vertical drains, (2) analysis of the results Obtained in PLAXIS 2D in relation to the primary consolidation, draining wicks, settlement and degree of consolidation and (3) analysis and comparison of the results obtained through finite elements with the results obtained in the original study through Conventional methods based on the Terzaghi hypothesis.

Then, based on the sensitivity analyses the most influential parameters in the primary consolidation process are the consolidation index and permeability and, in the case, when prefabricated drains have been installed the most influential parameters are the horizontal permeability, the distancing of the draining wicks and the consolidation index, where the horizontal permeability is the predominant parameter.

Finally, there are similarities between the conventional methodology based on the theory of Terzaghi and the finite element method of PLAXIS, however, due to the supposed simplifications of Terzaghi conventional methods are not accurate and should Consider conservative criteria for minimizing errors, on the other hand, finite element-based methods take into account the true geometry of the problem, the interaction between the projected works and the soil, the stratification of the land and the Stiffness depends on the effort, among other things.

GLOSARIO

- A : Área de influencia del dren vertical.
- a : Ancho de la sección de un dren de banda.
- a_v : Coeficiente de compresibilidad (mide la razón de variación de la relación de vacío con la presión).
- b : Espesor de la sección de un dren de banda.
- C_c : índice de compresión.
- C_s : índice de hinchamiento o de expansión.
- C_v : Coeficiente de consolidación vertical.
- C_h : Coeficiente de consolidación para el drenaje horizontal.
- c : Cohesión.
- D : Diámetro del radio de influencia del dren.
- D_e : diámetro de influencia del dren vertical.
- d : Diámetro de un dren circular.
- d_s : Diámetro de la zona de perturbación idealizada alrededor del dren.
- d_w : Diámetro equivalente de dren.
- E_{ur} : Módulo elástico de Young para la descarga y recarga.
- E_{ref} : Módulo de Young.
- e : Relación de vacíos.
- e_0, e_{int} : Relación de vacíos inicial.
- $F(n)$: Factor de espaciamiento de dren.
- F_s : Factor de la perturbación del suelo.
- F_r : Factor de la resistencia al drenaje.
- F'_r : un promedio del valor de F_r .
- $\bar{f}$: Es una función del estado de tensiones (p' , q).

K_0^{nc}	: Coeficiente de esfuerzo lateral en el suelo normalmente consolidado.
K_{ur}	: Módulo elástico de volumen para la descarga y recarga.
k	: Coeficiente de permeabilidad.
k_x	: Permeabilidad horizontal.
k_y	: permeabilidad vertical.
k_h	: Coeficiente de permeabilidad en la dirección horizontal en el suelo sin perturbar.
k_s	: Coeficiente de permeabilidad en la dirección horizontal en el suelo perturbado.
L	: Largo efectivo de drenaje; largo de drenaje cuando ocurre en una sola dirección; la mitad del largo de drenaje cuando ocurre en las dos direcciones.
M	: Parámetro dependiente de K_0^{nc} .
m_v	: Coeficiente de compresibilidad volumétrica.
OCR	: Razón de sobreconsolidación.
POP	: Presión previa a la sobrecarga.
P_p	: Esfuerzo isotrópico de pre-consolidación.
PI	: Índice plástico.
p'	: tensión efectiva.
q_w	: Capacidad de descarga del dren (en gradiente=1.0).
q	: Esfuerzo cortante equivalente o esfuerzo desviador.
S	: espaciamiento del dren vertical.
t	: Tiempo requerido para alcanza $\bar{U}_h$.
t_{90}	: Tiempo requerido para que se produzca el 90% de la consolidación.
$\bar{U}$	: Grado de consolidación promedio total.
$\bar{U}_h$	: Grado de consolidación promedio debido al drenaje horizontal (o radial).
$\bar{U}_v$	: Grado de consolidación promedio debido al drenaje vertical.

u	: Presión de poros y es función de la profundidad z y el tiempo t .
z	: Distancia bajo la superficie superior del estrato de suelo compresible.
γ_{unsat}	: Peso específico no saturado del suelo.
γ_{sat}	: Peso específico saturado del suelo.
γ_w	: Peso específico del agua.
ε_v	: deformación volumétrica.
κ^*	: Índice de hinchamiento modificado
λ^*	: Índice de compresión modificado
σ'	: presión efectiva.
σ'_c	: Presión de sobreconsolidación.
σ'_v	: Presión efectiva actual.
ν_{ur}	: Razón de Poisson para la descarga y la recarga
φ	: Angulo de fricción
ψ	: Angulo de dilatancia

ÍNDICE DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	I
RESUMEN	II
ABSTRACT	III
GLOSARIO	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO	VII
ÍNDICE DE TABLAS	X
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XI
ÍNDICE DE FIGURAS	XII
INTRODUCCIÓN	XIV
1.1 Descripción general	XIV
1.2 Objetivos generales	XIV
1.3 Objetivos específicos	XIV
1.4 Alcances	XV
1.5 Metodología de trabajo	XV
1.6 Estructuración de la memoria	XVI
Capítulo 1 Conceptos fundamentales	1
1.1 Consolidación Primaria	1
1.2 Teoría de Consolidación Unidimensional de Terzaghi	2
1.2.2 Representación de la curva edométrica	4
1.2.3 Suelo normalmente consolidado y suelo sobreconsolidado	5
1.3 Consolidación Secundaria	6
1.4 Consolidación acelerada	6
Capítulo 2 Mechales Drenantes	8
2.1 Generalidades	8
2.2 Tipos y Características de Drenes Prefabricados	10
2.2.1 Deformaciones típicas de mechas drenantes	11
2.2.2 Distribuciones típicas de mechas drenantes	13
2.3 Ventajas de los Drenes Prefabricados Frente al Dren de Arena	14
2.4 Campo de Aplicaciones de los Drenes Prefabricados	16
2.4.1 Ejemplos de la aplicación de consolidación con drenes prefabricados en proyectos reales	17

2.5	Consideraciones de Diseño.....	19
2.5.2	Ecuaciones de diseño	20
2.5.3	El caso ideal	23
2.5.4	El caso general.....	25
2.6	Enfoque de diseño.....	29
2.7	Instalación de Drenes Prefabricados	30
2.7.1	Preparación del sitio	31
2.7.2	Equipamiento para la instalación	32
2.7.3	Procedimientos de instalación típico.....	34
2.7.4	Monitoreo del proceso de consolidación.....	37
Capítulo 3	Software de Elementos Finitos PLAXIS 2D	38
3.1	Introducción.....	38
3.2	Estructuración del Programa de Entrada (PLAXIS 2D Input)	38
3.3	“Soil” (Suelo)	39
3.3.1	Condiciones de contorno.....	39
3.3.2	“Boreholes” (Pozo)	39
3.3.3	Modelos constitutivos de los materiales	39
3.4	“Mesh” (Mallado).....	47
3.5	“Staged Construction” (Etapas Constructivas).....	47
3.5.1	Tipos de análisis.....	48
Capítulo 4	Aplicación de PLAXIS en Problema real.....	50
4.1	Introducción.....	50
4.2	Exploración de Suelo	52
4.2.1	Ensayos de consolidación.....	53
4.2.2	Estratigrafía	53
4.3	Modelado en PLAXIS 2D.....	55
4.3.1	Configuración general	55
4.3.2	Configuración geométrica	55
4.3.3	Modelos generados	55
4.3.4	Sondajes modelados.....	56
4.3.5	Condiciones Iniciales y de borde	65
4.3.6	Fase de cálculo y etapas constructivas del terraplén	65

Capítulo 5	Resultados y Análisis	67
5.1	Introducción.....	67
5.2	Análisis de Sensibilidad	67
5.2.1	Cohesión (c)	68
5.2.2	Angulo de fricción (ϕ)	69
5.2.3	Índice de compresión (Cc)	70
5.2.4	Índice de expansión (Cs).....	71
5.2.5	Permeabilidad ($kh=k_v$).....	72
5.2.6	Sensibilidad relativa total.....	73
5.3	Análisis de sensibilidad con mechas drenantes	74
5.4	Asentamiento en el Tiempo	76
5.4.1	Sondaje S1	77
5.4.2	Sondaje S2	78
5.4.3	Sondaje S1-2.....	79
5.5	Grado de Consolidación en el Tiempo con Mechas Drenantes	80
5.5.1	Sondaje S1	80
5.5.2	Sondaje S2	81
5.5.3	Sondaje S1-2.....	82
5.6	Exceso de Presión de Poros	83
5.7	Análisis Comparativo de Resultados.....	86
Capítulo 6	Conclusiones	88
6.1	Recomendaciones	89
Capítulo 7	Referencias.....	90
Capítulo 8	Anexos (Digital)	92
8.1	Anexo A Tablas de Resultados.	92
8.2	Anexo B Video Exceso de Presión de Poros PLAXIS 2D.	92
8.3	Anexo C Video Desplazamientos Totales PLAXIS 2D.	92

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1: Ejemplo del efecto de los parámetros en t_{90}	29
Tabla 4-1: Ensayos de Consolidación.	53
Tabla 4-2: Estratigrafía Sondaje S1	53
Tabla 4-3: Estratigrafía Sondaje S2	54
Tabla 4-4: Estratigrafía Sondaje S1-2.....	54
Tabla 4-5: Calculo de índices de consolidación y re-compresión - Sondaje S1.....	58
Tabla 4-6: Calculo de índices de consolidación y re-compresión - Sondaje S2.....	58
Tabla 4-7: Calculo de índices de consolidación y expansión - Sondaje S1-2.	59
Tabla 4-8: Parámetros de suelo adoptados para el sondaje S1.	60
Tabla 4-9: Parámetros de suelo adoptados para el sondaje S2.	61
Tabla 4-10: Parámetros de suelo adoptados para el sondaje S1-2.....	63
Tabla 4-11: Fase de cálculo de PLAXIS.	66
Tabla 5-1: Matriz de sensibilidad.	67
Tabla 5-2: Variación de parámetros y efecto en t_{90}	74
Tabla 5-3: Resumen de tiempo y asentamiento para t_{90} del sondaje S1.	80
Tabla 5-4: Resumen de tiempo y asentamiento para t_{90} del sondaje S2.	81
Tabla 5-5: Resumen de tiempo y asentamiento para t_{90} del sondaje S1-2.	82

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 5-1: Asentamiento en el punto A v/s Tiempo variando la cohesión.	68
Gráfico 5-2: Excesos de presión de poros en el punto B v/s tiempo variando la cohesión.	68
Gráfico 5-3: Asentamiento en el punto A v/s Tiempo variando el ángulo de fricción.	69
Gráfico 5-4: Excesos de presión de poros en el punto B v/s tiempo variando el ángulo de fricción.....	69
Gráfico 5-5: Asentamiento en el punto A v/s Tiempo variando C_c	70
Gráfico 5-6: Excesos de presión de poros en el punto B v/s tiempo variando C_c	70
Gráfico 5-7: Asentamiento en el punto A v/s Tiempo variando C_s	71
Gráfico 5-8: Excesos de presión de poros en el punto B v/s tiempo variando C_s	71
Gráfico 5-9: Asentamiento en el punto A v/s Tiempo variando la permeabilidad.	72
Gráfico 5-10: Excesos de presión de poros en el punto B v/s tiempo variando k	72
Gráfico 5-11: Sensibilidad relativa total para Criterio A. Fuente: Elaboración Propia.	73
Gráfico 5-12: Sensibilidad relativa total para Criterio B. Fuente: Elaboración Propia.	73
Gráfico 5-13: Variación de parámetros.	74
Gráfico 5-14: Sensibilidad relativa total para t_{90}	75
Gráfico 5-15: Asentamiento sin PVD v/s Tiempo de sondajes S1, S2 y S1-2.	76
Gráfico 5-16: Asentamiento por estrado sin PVD v/s Tiempo del Sondaje S1.	77
Gráfico 5-17: Asentamiento por estrado sin PVD v/s Tiempo del Sondaje S2.	78
Gráfico 5-18: Asentamiento por estrado sin PVD v/s Tiempo del Sondaje S1-2.	79
Gráfico 5-19: Grado de consolidación con PVD v/s Tiempo de Sondaje S1.	80
Gráfico 5-20: Grado de consolidación v/s Tiempo de Sondaje S2.	81
Gráfico 5-21: Grado de consolidación v/s Tiempo de Sondaje S1-2.	82
Gráfico 5-22: Exceso de presión de poros v/s Tiempo de sondajes S1, S2 y S1-2.	83
Gráfico 5-23: Resumen comparativo del asentamiento final.	86
Gráfico 5-24: Resumen comparativo con respecto a t_{90}	87

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: Analogía mecánica..	1
Figura 1-2: Curva edométrica en escala semilogarítmica..	5
Figura 1-3: Consolidación acelerada ..	7
Figura 2-1: Hincas de drenes verticales prefabricados..	8
Figura 2-2: Esquema de un dren vertical prefabricado o mecha drenante ..	9
Figura 2-3: Foto de cuatro tipos de drenes prefabricados..	9
Figura 2-4: Tipo de almas de los drenes.	10
Figura 2-5: Deformación del dren durante la consolidación..	12
Figura 2-6: Deformaciones típicas en los drenes verticales prefabricados.	12
Figura 2-7: Tipos de distribución en planta de los drenes verticales..	13
Figura 2-8: Relación de secciones de la tubería para el dren de arena y el mandril para el dren prefabricado.	14
Figura 2-9: Consolidación del terreno con precarga y drenes antes de acometer la cimentación.....	16
Figura 2-10: Consolidación con precarga y drenes para garantizar la estabilidad de borde.	17
Figura 2-11: Perfil del terreno proyecto central térmica en Porto Tolle (Italia).	18
Figura 2-12: Perfil del terreno proyecto refinería de Somorrostro Vizcaya. España.	19
Figura 2-13: Diámetro equivalente de una mecha drenante.....	24
Figura 2-14: Relación de $F(n)$ a $D/(dw)$ para el caso ideal.....	24
Figura 2-15: Esquema de una mecha drenante con resistencia al drenaje y perturbación de suelo..	25
Figura 2-16: Factor de perturbación (F_s) para parámetros típicos.	26
Figura 2-17: Ejemplo del efecto de los parámetros en t_{90}	28
Figura 2-18: Uno de los tipos de mandril que se utiliza para la instalación de los drenes en el terreno.....	30
Figura 2-19: Típico equipamiento para instalación de mechas drenantes.	33
Figura 2-20: Instalación de drenes.....	34
Figura 2-21: Detalle de la hincas de un dren de plástico.	36
Figura 3-1: Relación logarítmica entre la deformación volumétrica y el esfuerzo efectivo.	41
Figura 3-2: Superficie de fluencia del modelo de suelo blando en el plano $p'-q$ [7]	43

Figura 3-3: Representación completa del contorno de fluencia del modelo de suelo blando en el espacio de tensiones principales.	44
Figura 3-4: Relación logarítmica entre la deformación volumétrica y el esfuerzo efectivo.	46
Figura 4-1: Ubicación del Proyecto Acceso al Puerto de San Antonio.	50
Figura 4-2: Área de estudio.	51
Figura 4-3: Geometría Base.	55
Figura 4-4: Diagrama de bloques de modelos generados.	56
Figura 4-5: Sondajes y clasificación de suelos (USCS).	57
Figura 4-6: Geometría y capas de avance del terraplén.	65
Figura 5-1: Geometría de modelo para análisis de sensibilidad.	67
Figura 5-2: Geometría de modelos para problema en estudio.	76
Figura 5-3: Exceso de presión de poros en sondaje S1-2 sin PVD al finalizar la construcción del terraplén.	84
Figura 5-4: Exceso de presión de poros en sondaje S1-2 con PVDs cada 2,5 m al finalizar la construcción del terraplén.	85

INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción general

El fenómeno de consolidación en suelos finos saturados consiste en el proceso de reducción de volumen en un transcurso prolongado de tiempo producto de la aplicación de una carga. Las deformaciones del suelo que resultan del fenómeno de consolidación se traducen en el desarrollo de asentamientos no controlados que representan una problemática para las cimentaciones, generando gran variedad de problemas estructurales que podrían afectar la funcionalidad parcial o total de un proyecto ya terminado. Es por esto, que existe un amplio uso de tecnologías para acelerar el proceso de consolidación, las cuales buscan artificialmente disminuir la distancia a la zona de drenaje del suelo para alcanzar un grado de consolidación suficiente dentro de los plazos aceptables de un proyecto.

Dichas tecnologías incluyen, entre otras técnicas los drenes de arena y las mechas drenantes. Estas últimas consisten en un filtro de geotextil que rodea un núcleo plástico, el cual posee canales para permitir el flujo del agua, éstas son instaladas por hincas en el terreno. En el caso de las mechas drenantes, para estimar la configuración que será adoptada en un proyecto se utilizan relaciones teóricas que han sido ampliamente estudiadas y documentadas, sin embargo, con la llegada de programas computacionales especializados en ingeniería geotécnica, es posible realizar estudios con mayor precisión y a la vez alcanzar un entendimiento más profundo en el diseño. Es por esto por lo que por medio de los objetivos que se presentan a continuación se busca ampliar los conocimientos en el modelado de mechas drenantes.

1.2 Objetivos generales

Colaborar para ampliar los conocimientos del análisis con elementos finitos de la consolidación primaria con drenes verticales prefabricados en base a análisis de sensibilidad y análisis comparativo con estudio real.

1.3 Objetivos específicos

- Utilizar el programa de elementos finitos PLAXIS 2D versión 2016.01. para modelar un caso de estudio que incluye drenes de mechas verticales y el fenómeno de consolidación primaria.
- Análisis y comparación del modelo de elementos finitos en PLAXIS 2D con resultados de diseño de un caso de estudio.
- Análisis de sensibilidad para determinar los parámetros más influyentes en el proceso de consolidación primaria.

-
- Se presentarán los antecedentes del proyecto “Acceso al Puerto de San Antonio” elaborados por la empresa PILOTES TERRATEST, donde se observan estratos de suelo blando que requirieron la utilización de mechas drenantes.

1.4 Alcances

El alcance de este estudio corresponde a: (1) el modelado de un problema de consolidación primaria en arcillas de baja consistencia, con drenes verticales prefabricados, mediante elementos finitos en PLAXIS 2D versión 2016.01, (2) un análisis de consolidación a través del modelo constitutivo “Soft Soil” de un suelo normalmente consolidado en base a un proyecto real denominado “Acceso al Puerto de San Antonio, Puente Llolleo – Avenida La Playa” en San Antonio, región de Valparaíso, que a su vez contempla la construcción de un terraplén, (3) un análisis de sensibilidad en base a un modelo idealizado para identificar los parámetros dominantes en el fenómeno de consolidación primaria sin drenes verticales y con drenes vertical prefabricados y (4) la comparación de resultados de PLAXIS con resultados de proyecto real.

1.5 Metodología de trabajo

- Recopilación de documentación de la teoría de la consolidación y estudio de manuales de usuario de PLAXIS 2D.
- Recopilación y análisis de los antecedentes del proyecto “Acceso al Puerto de San Antonio”, tales como el proyecto de mejoramiento vial, prospecciones de suelo, soluciones propuestas, resultados obtenidos y diseños de ingeniería de detalle de las mechas drenantes.
- Generación de input para modelado en elementos finitos, principalmente utilizando del estudio real: las prospecciones de suelo, la geometría del problema, las solicitaciones y los criterios adoptados.
- Construcción de modelos de elementos finitos en PLAXIS 2D, teniendo en cuenta la variedad de sondajes disponibles, las posibles configuraciones de diseño y la situación sin mechas drenantes instaladas para establecer puntos de comparación y contraste.
- Análisis de sensibilidad para distinguir los parámetros más influyentes en la consolidación con y sin mechas drenantes.
- Comparación y análisis de resultados del modelo con los resultados de diseño del proyecto “Acceso al Puerto de San Antonio” considerando las distintas bases teóricas y procesos de cálculo.
- Generación de recomendaciones y conclusiones constructivas y de diseño basándose en la comparativa del modelado y el estudio original.

1.6 Estructuración de la memoria

La memoria se estructura en 6 capítulos principales:

- Capítulo 1 Conceptos fundamentales: Se explica en que consiste la consolidación y se describen los aspectos fundamentales.
- Capítulo 2 Mechass Drenantes: Se describen las mechas drenantes y se incluye la información relevante tal como el campo de aplicación, consideraciones de diseño, instalación, entre otros.
- Capítulo 3 Software de Elementos Finitos PLAXIS 2D: Se describen los aspectos más importantes del software que se toman en cuenta para modelar la consolidación primaria.
- Capítulo 4 Aplicación de PLAXIS en Problema real: Se expone el problema real y los procedimientos llevados a cabo para modelar en PLAXIS 2D.
- Capítulo 5 Resultados y Análisis: Se entregan los resultados de los análisis de sensibilidad y del problema real enfocado a la consolidación primaria, mechas drenantes, asentamiento y grado de consolidación.
- Capítulo 6 Conclusiones: Se presentan las conclusiones del presente estudio y se entregan recomendaciones para construcción y diseño de proyectos.
- Capítulo 7 Referencias
- Capítulo 8 Anexos: Tablas de resultados y resultados en formato videos PLAXIS 2D.

CAPÍTULO 1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES

1.1 Consolidación Primaria

El proceso de consolidación primaria consiste en la disipación de las sobrepresiones intersticiales o excesos de presión de poros en suelos finos saturados, durante un determinado tiempo, luego de que es aplicada una carga. La disipación de los excesos de presión de poros lleva consigo una deformación volumétrica debido al drenaje de las presiones transmitidas al agua intersticial por la carga aplicada y por la reducción de los poros del suelo o reacomodo de las partículas a posiciones más estables.

Para una mayor comprensión del fenómeno de consolidación primaria se puede explicar con un modelo mecánico idealizado compuesto por un resorte, un cilindro con agua en su interior y un agujero en la parte superior. El resorte representa la compresibilidad o la estructura propia del suelo, el agua es el fluido que se encuentra en los vacíos entre los poros y el agujero es análogo a la permeabilidad del suelo, como se muestra en la Figura 1-1.

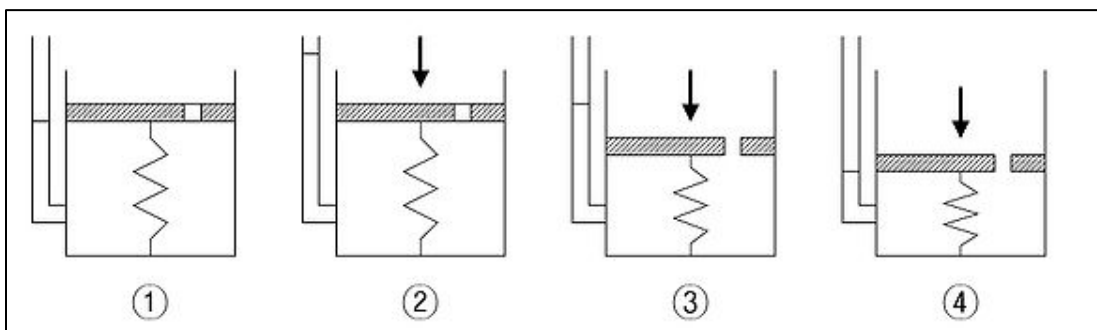


Figura 1-1: Analogía mecánica. Fuente: Referencia (1).

- 1- El cilindro está completamente lleno de agua y el agujero está cerrado (suelo saturado).
- 2- Una carga es aplicada sobre el resorte mientras el orificio sigue cerrado. En esta etapa, el agua resiste la carga aplicada. (Desarrollo de exceso de presión intersticial).
- 3- Cuando se abre el orificio, el agua comienza a drenar y el resorte comienza a comprimirse. (Drenaje del exceso de presión intersticial).
- 4- Después de cierto tiempo, el drenaje de agua termina. Ahora el resorte resiste por sí solo la carga aplicada. (Total disipación del exceso de presión intersticial). El proceso de consolidación ha llegado a su fin.

En los suelos finos la permeabilidad es muy baja por lo que el flujo del agua es muy lento y por ende la disipación de excesos de presión es muy lenta. En consecuencia, el suelo puede

continuar deformándose durante varios años después de finalizada la ejecución del proyecto.

El tiempo de consolidación además de depender del coeficiente de permeabilidad también depende de factores como el grado de saturación, la longitud de la trayectoria que tenga que recorrer el fluido expulsado, las condiciones de drenaje, la magnitud de la sobrecarga y las sobrecargas históricas que han existido en el lugar.

En suelos granulares, la reducción del volumen de vacíos se produce casi instantáneamente cuando se aplica la carga producto de la alta permeabilidad por lo que los asentamientos se completan generalmente al finalizar la aplicación de las cargas.

1.2 Teoría de Consolidación Unidimensional de Terzaghi

La teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi es la base en la práctica del cálculo de asentamiento a largo plazo y las hipótesis fundamentales son las siguientes:

- Se supone el suelo homogéneo, cohesivo y saturado ($S=100\%$).
- El suelo se encuentra lateralmente confinado y los esfuerzos normales tanto efectivos como totales son iguales para todos los puntos de cualquier sección horizontal a través del estrato y para cualquier etapa del proceso de consolidación.
- La compresión del suelo y el flujo del agua son unidimensionales en sentido vertical y no se producen movimientos de partículas en el sentido horizontal.
- Partículas de sólidos y agua son incompresibles.
- La variación de volumen tiene su origen en la relajación del exceso de presión de poros.
- La ley de Darcy es válida y todas sus hipótesis.
- El coeficiente de permeabilidad y el coeficiente de compresibilidad permanecen constantes durante todo el proceso de consolidación y en cualquier punto de la capa que se consolida.
- El índice de huecos (e), depende de la presión (p').
- Se considera el módulo de deformación del suelo (E) constante.
- La carga es aplicada instantáneamente.
- Se prescinde del proceso de consolidación secundaria.

Por otra parte, la teoría Terzaghi tiene limitaciones ligadas a las hipótesis simplificadoras que asumen características del comportamiento del suelo que no se cumplen en su totalidad, esto genera discrepancias en los resultados de la teoría con respecto a la realidad.

La teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi relaciona tres parámetros, el exceso de presión de poros, la profundidad del estrato de arcilla y el tiempo medido desde el inicio de la consolidación en el momento en que se aplica el incremento de esfuerzo total.

La ecuación diferencial que gobierna la consolidación es:

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial z^2} \quad (1.1)$$

- C_v : Coeficiente de consolidación vertical.
- u : Presión de poros, función de la profundidad z y el tiempo t
- z : Profundidad.
- t : Tiempo.

Define que la variación de la presión de poros en el tiempo va a ser una función de un valor constante (C_v) multiplicado por la variación de segundo orden de la presión de poros con respecto a la posición del estrato compresible. Donde C_v es el coeficiente de consolidación vertical y está dado por:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{k(1 + e)}{a_v \gamma_w} \quad (1.2)$$

- k : Coeficiente de permeabilidad.
- e_0 : Relación de vacíos.
- m_v : Coeficiente de compresibilidad volumétrica.
- a_v : Coeficiente de compresibilidad (mide la razón de variación de la relación de vacío con la presión).
- γ_w : Peso específico del agua.

Como k y m_v son constantes C_v también lo será, la solución a esta ecuación diferencial en derivadas parciales es compleja, requiere del uso de las series de Fourier y considerar las condiciones de borde para las soluciones particulares. Por lo que en la práctica se emplean soluciones gráficas para condiciones de borde particulares o se emplean programas computacionales de elementos finitos que permiten el modelado de cada problema en particular.

1.2.2 Representación de la curva edométrica

Por medio del ensayo edométrico se puede determinar la curva edométrica la cual grafica presión efectiva versus el índice de poros (σ' , e), en la que la que sitúan en abscisas las presiones efectivas y en ordenadas el índice de poros alcanzado al final del periodo correspondiente a una determinada presión.

En la Figura 1-2 se presenta la curva edométrica de una “muestra perfecta” (arcilla amasada a gran humedad para evitar efectos de alteración) en escala semilogarítmica. Como se puede apreciar, en el ensayo se han realizado distintos escalones de carga, descarga y recarga. Las distintas ramas de la curva edométrica reciben los siguientes nombres: rama de compresión noval, rama de descarga y reama de recarga.

En la curva se observa que las deformaciones van siendo menores para un mismo incremento de presión, es decir el suelo se rigidiza. Por lo tanto, el módulo de deformación no es constante para los distintos niveles de carga.

También se puede observar que tanto en descarga como en recarga el suelo es más rígido que en carga. Además, en la descarga no se recupera más que un porcentaje de los asentamientos generados durante la carga dado que existen deformaciones plásticas remanentes.

La representación más usual de la curva edométrica es emplear escala logarítmica para las presiones obteniéndose una curva como la de la Figura 1-2. En este caso las distintas ramas son aproximadamente rectas. La rama de compresión noval se representa mediante una ecuación del tipo:

$$e_1 - e = C_c \log_{10} \frac{\sigma'}{\sigma_1} \quad (1.3)$$

C_c es una constante que recibe el nombre de índice de compresión, e_1 y σ_1' son el índice de poros y presión efectiva de un punto de esta recta.

Cada rama de descarga se puede representar mediante una ecuación parecida, pero en este caso la constante C_s recibe el nombre de índice de hinchamiento o de expansión.

$$e_1 - e = C_s \log_{10} \frac{\sigma'}{\sigma_1} \quad (1.4)$$

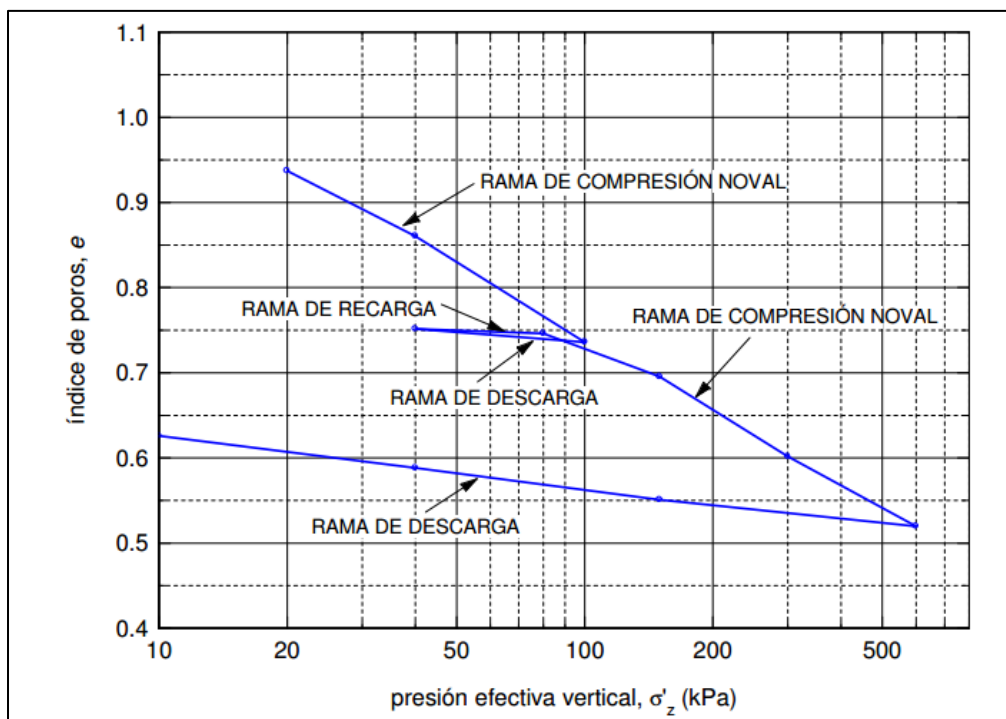


Figura 1-2: Curva edométrica en escala semilogarítmica. Fuente: Referencia (2).

1.2.3 Suelo normalmente consolidado y suelo sobreconsolidado

Se dice que un suelo está normalmente consolidado cuando nunca ha estado sometido a presiones efectivas superiores a las que tiene en el momento actual. En este caso la curva edométrica comienza según una rama de compresión noval, ver Figura 1-2.

La sobreconsolidación se producirá cuando un suelo soporte en la actualidad una presión efectiva menor a la que haya soportado a lo largo de su historia. En un suelo sobreconsolidado la curva edométrica comienza en una rama de recarga hasta llegar a la presión de preconsolidación. Para luego continuar por la rama de compresión noval.

La mayor presión que haya soportado un suelo sobreconsolidado se denomina presión de sobreconsolidación σ'_c puede haber sido causado por el peso de estratos que posteriormente fueron erosionados, por el peso del hielo que se derritió, variación del nivel freático, uso humano que luego se retira, etc.

El OCR (del inglés “Over Consolidation Ratio”) es la razón de sobre consolidación de un suelo y se define como la presión de sobreconsolidación dividida por la presión efectiva actual como se muestra a continuación:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} \quad (1.5)$$

Donde,

OCR	:	Razón de sobreconsolidación.
σ'_c	:	Presión de sobreconsolidación.
σ'_v	:	Presión efectiva actual.

Luego, el OCR de un suelo normalmente consolidado es uno ($OCR=1$), y para un suelo sobre consolidado es mayor que uno ($OCR>1$). Por último, de manera práctica para ayudar a decidir si un suelo saturado esta normalmente consolidado o sobre consolidado es el contenido natural de agua en sitio, Si este está cercano al límite líquido entonces el suelo esta normalmente consolidado y si está más cercano al límite plástico entonces el suelo esta sobre consolidado.

1.3 Consolidación Secundaria

La consolidación secundaria tiene lugar después de la consolidación primaria, luego de que la carga es casi completamente soportada por la estructura propia del suelo y no por el agua y consiste en un proceso de ajuste plástico de la estructura del suelo debido al mayor y mejor reacomodo de las partículas de suelo a posiciones más estables, a la movilidad del agua altamente viscosa, a la presencia de materia orgánica o debido al agua unida mediante enlaces químicos a los suelos finos.

1.4 Consolidación acelerada

Los suelos de baja capacidad portante y altamente compresibles plantean problemas para las cimentaciones convencionales cuando en superficies más o menos grandes actúan cargas repartidas que pueden producir hundimientos por rotura del terreno o bien asentamientos importantes a corto y a largo plazo.

Estos son los casos de terraplenes de las vías de comunicación, de las cargas en áreas de almacenamiento de cielo abierto en industrias y puertos, de las cargas sobre soleras de grandes naves, entre otros, para los que se hace imprescindible un tratamiento de mejora de las características resistentes y de deformabilidad de esos suelos.

Con el fin de reducir el periodo de consolidación a un tiempo razonable pueden utilizarse métodos de consolidación acelerada como lo son los drenes cilíndricos de arena y mechas drenantes. Estos consisten en realizar perforaciones o hinca, en una disposición regular y a un determinado espaciamiento entre sí, a través de los estratos en los cuales se espera una consolidación significativa, y se rellena dichas perforaciones con un material de permeabilidad mayor a la del suelo en cuestión, puede ser arena, o tubos plásticos o cintas de geosintéticos, de manera que la consolidación deja de ser únicamente en sentido vertical y pasa a ser también en sentido radial, ver Figura 1-3. Tiene como principal ventaja la reducción de la máxima distancia recorrida por el agua, que pasa de ser función del espesor del estrato, a ser función de la distancia entre dos pozos drenantes continuos (igual o menor

a la mitad de la distancia entre pozos) debido al flujo de agua en dirección radial a los drenes verticales.

Adicionalmente, la velocidad de consolidación se incrementa por las siguientes razones:

- En suelos blandos de deposición reciente, estratificados en capas sensiblemente horizontales, el valor del coeficiente de permeabilidad horizontal es mayor que el del coeficiente de permeabilidad vertical.
- Es frecuente la existencia de bolsas arenosas cerradas en el interior de un estrato cohesivo blando. Éstos, al no tener conexión con el exterior no pueden facilitar el drenaje dentro del estrato de suelo. La disposición de los drenes verticales crea una red que une las diversas capas internas de mayor permeabilidad y las conecta al exterior, posibilitando la salida del interior de las bolsas. Esto reduce el camino de drenaje vertical en la arcilla e incrementa la velocidad de asentamiento.

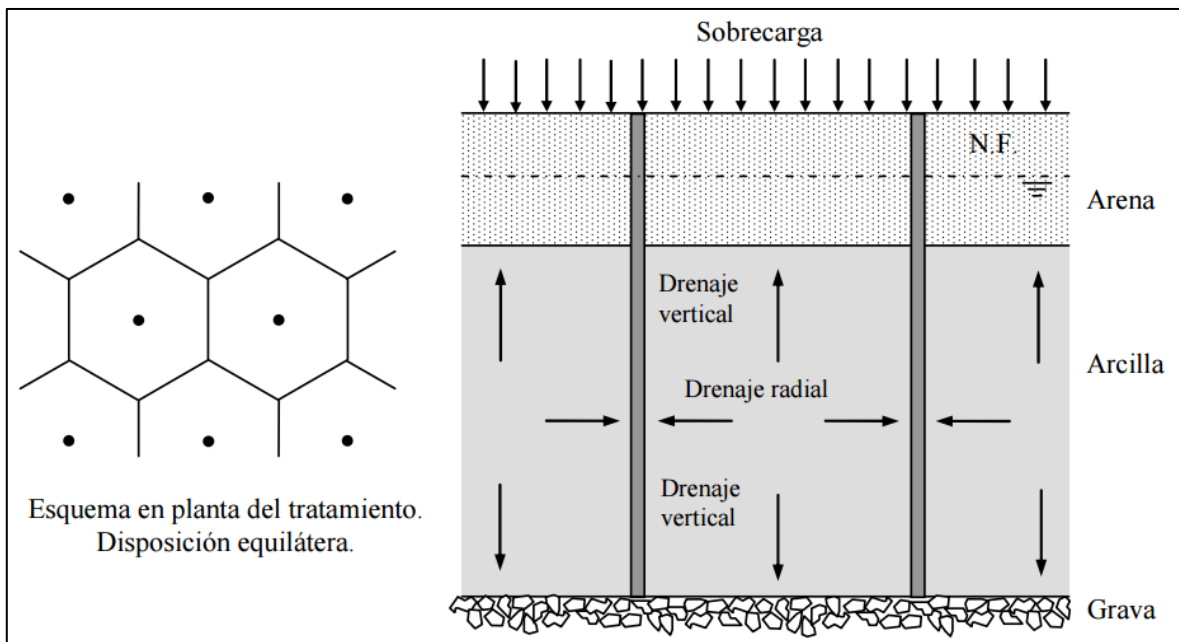


Figura 1-3: Consolidación acelerada Fuente: Referencia (2).

CAPÍTULO 2 MECHAS DRENANTES

2.1 Generalidades

Las mechas drenantes, drenes verticales prefabricados o PVD (en inglés “Prefabricated Vertical Drain”) se hincan en el interior del terreno (ver Figura 2-1), atravesando el estrato cohesivo blando. Generalmente, están constituidos por un filtro de geotextil perimetral a través del cual pasa el agua hacia el interior del dren, impidiendo que lo hagan las partículas finas del suelo, y una geomembrana acanalada en el núcleo del dren que posibilita a través de sus canales la salida de agua al exterior y tienen una sección rectangular de dimensiones típicas de 100 mm de ancho por 3 a 9 mm de espesor, ver Figura 2-2 y Figura 2-3.

Si bien los primeros drenes verticales prefabricados, de cartón, fueron utilizados por Kjellman en el año 1948, en un aeropuerto próximo a Estocolmo, estos llegaron a encontrar aplicación práctica a gran escala bastante tiempo después durante la década del 70 que su mejor diseño hizo extensiva su aplicación mundial.



Figura 2-1: Hincass de drenes verticales prefabricados. Fuente: Referencia (3).

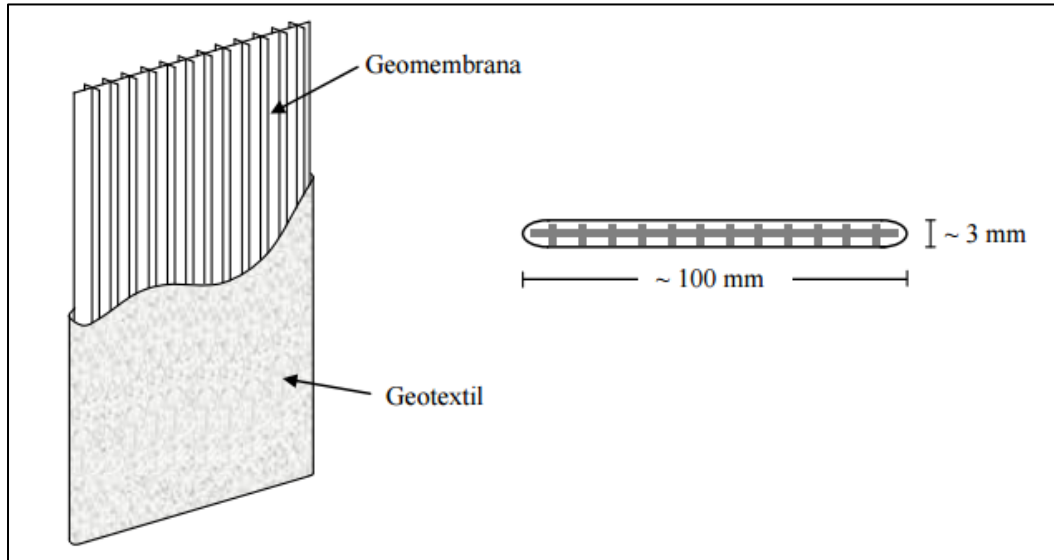


Figura 2-2: Esquema de un dren vertical prefabricado o mecha drenante.
Fuente Referencia (2)

Los rangos habituales de espaciamiento entre elementos drenantes son de 1,5 a 3,00 metros en los drenes prefabricados. Aunque se sugiere para resultados óptimos utilizar una densidad de un dren por cada 1,5 a 2,5 m². Referencia (3).



Figura 2-3: Foto de cuatro tipos de drenes prefabricados. Fuente: Referencia (4).

En los tratamientos de consolidación acelerada, al igual que sucede en el ensayo edométrico, se presenta un desfase entre la consolidación primaria y la secundaria, por lo que es de esperar un asiento diferido en el tiempo. La cuantía de dicho asiento respecto al

de consolidación primaria será tanto mayor cuanto más elevada sea la velocidad de consolidación establecida (menor espaciamiento entre drenes). Para evitar este problema, conviene que, cuando se utilicen drenes prefabricados, se realice un tratamiento de precarga adicional al de la consolidación acelerada siendo esta mayor a la carga de proyecto. Cabe indicar que cuando se utilizan columnas de grava, el aumento en la rigidez del terreno elimina, en la práctica, el riesgo de aparición de asientos por consolidación secundaria.

2.2 Tipos y Características de Drenes Prefabricados

Los drenes prefabricados están constituidos por una camisa filtrante, que envuelve un alma o núcleo drenante por la que se evacua el agua expulsada por suelo durante el proceso de consolidación.

La camisa filtrante está compuesta de papel o cartón tratado y de textiles tejido o no tejidos de polipropileno, poliéster y otras fibras sintéticas que conforman una barrera física que separa el flujo de agua en el núcleo del suelo fino alrededor. Luego, dicha camisa filtrante tiene por objetivo tener una permeabilidad igual o mayor que la del suelo a consolidar y debe retener las partículas más finas para evitar la posible colmatación progresiva del alma. Además, la camisa se fabrica de material con resistencia suficiente para no verse afectada su integridad estructural durante su colocación en terreno y frente a posibles factores físicos, químicos y biológicos durante su vida útil.

Por otro lado, el núcleo también se fabrica de polipropileno, polietileno, etc., y tiene dos objetivos vitales: entregar un soporte a la camisa filtrante y generar un espacio libre dentro del filtro por donde pueda desplazarse el agua expulsada.

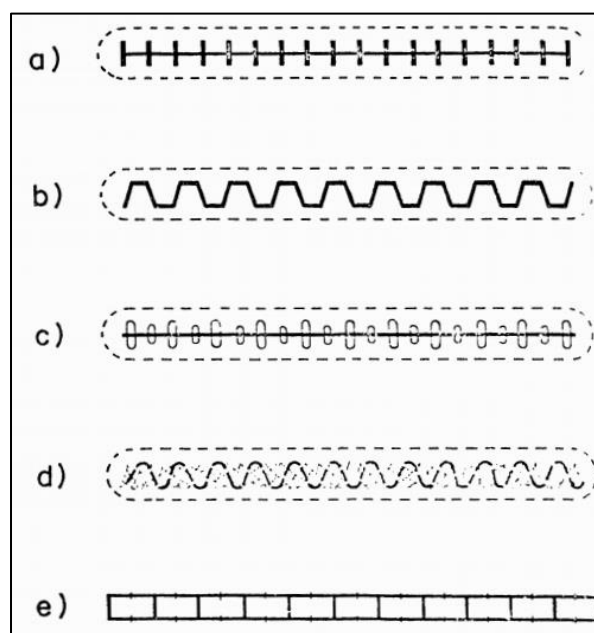


Figura 2-4: Tipo de almas de los drenes. Fuente: Referencia (5).



Por lo general el alma se hace acanalada por las dos caras y también existen otras configuraciones como las que se muestran en la Figura 2-4 y se describen a continuación:

- a) y b) Alma acanalada por las dos caras.
- c) y d) Alma con material plástico moldeado de distintas formas, tipo *c* de lámina con tetones aislados y tipo *d* alma esponjosa.
- e) Dren de una sola pieza poliolefina con sus caras uniformemente perforadas y con el interior acanalado.

Además, el alma debe tener una capacidad de evacuación de agua igual o mayor de la que recoge el filtro. En cada caso particular existe una determinada profundidad, a partir de la cual el alma puede saturarse, perdiendo eficacia el dren.

Funciones de la camisa filtrante:

- Forma una superficie que permite que se desarrolle un filtro de suelo natural para controlar el movimiento de las partículas de suelo al tiempo que permite el paso del agua hacia el núcleo.
- Crea una superficie exterior a los canales de drenaje interno.
- Previene la obstrucción del flujo interno bajo presiones de suelo laterales.

Funciones del núcleo drenante:

- Proporcionar un camino para el flujo interno a lo largo del dren.
- Proporcionar soporte a la camisa filtrante.
- Mantener la configuración y forma del dren.
- Proporcionar resistencia al esfuerzo longitudinal, así como al pandeo del dren.

2.2.1 Deformaciones típicas de mechas drenantes

Tal como se ha explicado anteriormente, durante el proceso de consolidación los drenes están sometidos a esfuerzos de tracción y compresión a la vez, debido a que el suelo se reacomoda y se asienta. Estos esfuerzos pueden afectar seriamente la integridad del dren. Los desplazamientos horizontales del suelo pueden causar que el dren llegue a alongarse hasta la rotura; mientras que la compresión vertical originada en los asentamientos causa en ciertos tipos de drenes el rasgado o pinchadura de su núcleo debido a las deformaciones que se producen, ver Figura 2-5.

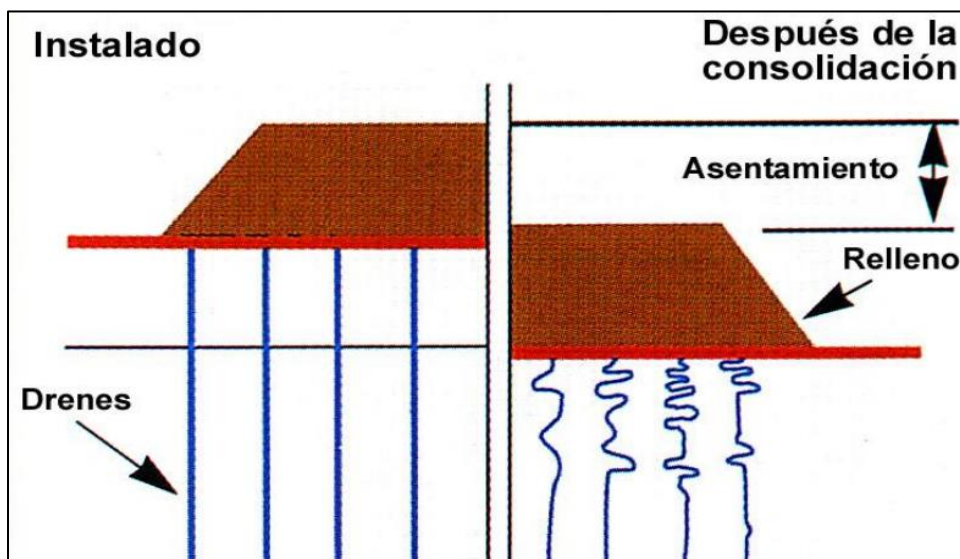


Figura 2-5: Deformación del dren durante la consolidación. Fuente: Referencia (6).

Las deformaciones típicas que se producen en los drenes verticales se muestran en la Figura 2-6, esta clasificación de las deformaciones es el resultado de numerosas pruebas realizadas tanto en laboratorio, simulando las condiciones naturales de consolidación, como en el campo. Referencia (6). Estas deformaciones pueden observarse, pero nunca puede predecirse cuál de ellas va a ocurrir.

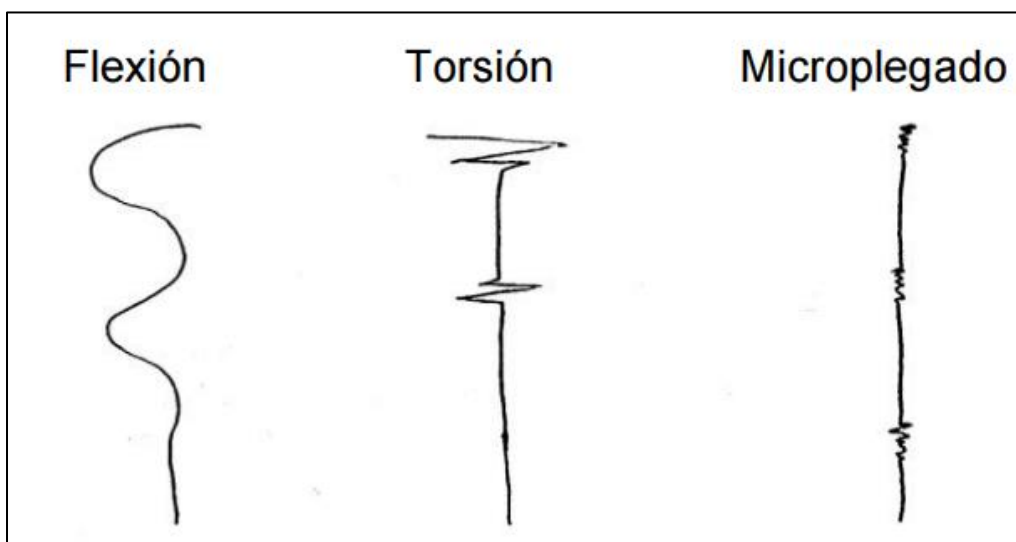


Figura 2-6: Deformaciones típicas en los drenes verticales prefabricados.
Fuente: Referencia (6).

Es importante notar que las deformaciones de torsión y micro plegado pueden ocurrir en cualquier momento durante la consolidación, en la interfase entre capas de suelo de distinto grado de compresibilidad. Esta situación es particularmente peligrosa en la zona de descarga del dren, ya que de producirse el rasgado o pinchadura del núcleo el dren dejaría automáticamente de funcionar no pudiéndose descargar el agua transportada por él.

2.2.2 Distribuciones típicas de mechas drenantes

La distribución en planta más eficaz y económica de los drenes verticales es la triangular o al tresbolillo, diseñada por Barron (1948). Referencia (7), aunque es también utilizada por razones constructivas la distribución en cuadrícula, ver Figura 2-7.

Para el caso de la distribución triangular se tiene que el área de influencia y el diámetro de influencia se obtienen de las ecuaciones 2.1 y 2.2 respectivamente, en el caso de la distribución en cuadrícula el área de influencia y el diámetro de influencia están dados por las ecuaciones 2.3 y 2.4 respectivamente Referencia(8).

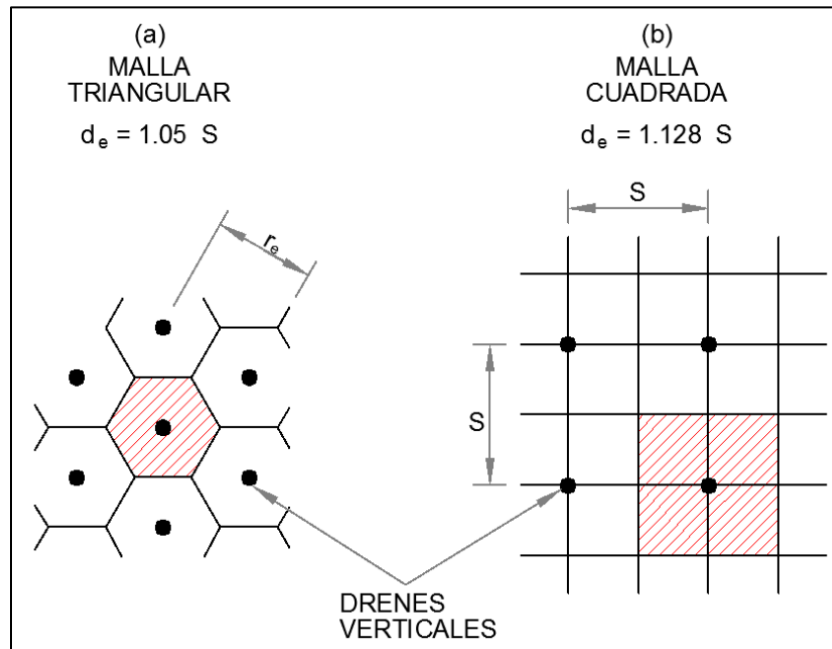


Figura 2-7: Tipos de distribución en planta de los drenes verticales. Fuente: Referencia(8).

- Mala Triangular

$$A = \sqrt{\frac{3}{2}} S^2 \quad (2.1)$$

$$D_e = \sqrt{\frac{2\sqrt{3}}{\pi}} S \cong 1,05 \cdot S \quad (2.2)$$

- Malla Cuadrada

$$A = S^2 \quad (2.3)$$

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi}} S \cong 1,128 \cdot S \quad (2.4)$$

Donde, A es el área de influencia, D_e es el diámetro de influencia y S es el espaciamiento.

2.3 Ventajas de los Drenes Prefabricados Frente al Dren de Arena

Las mechas drenantes o drenes prefabricados presentan ventajas frente a los de arena, en primer lugar, en cuanto a su eficacia como elemento drenante. Las perforaciones necesarias, tanto para la colocación de los drenes prefabricados como para la ejecución de los drenes de arena, se hace normalmente por desplazamiento lateral del terreno, aprovechando las bajas características geotécnicas de los suelos a consolidar. Esto conduce a la creación en la zona circundante al perfil o tubería que se hinca de una zona de sobrepresiones intersticiales, tanto mayores cuanto mayor sea la sección transversal del perfil, o, lo que es lo mismo, cuanto mayor sea el volumen de suelo desplazado lateralmente.

La colocación del dren prefabricado mediante un mandril de sección romboidal, de unos 13 x 6 centímetros, permite abrir una perforación de solo 45 cm² provocando, en consecuencia, una alteración mínima del suelo. Además, al extraer el mandril, la perforación se cierra en torno al dren, con lo que se reducen en parte las sobrepresiones intersticiales provocadas con la hinca.

Con el dren de arena, normalmente de 20 a 40 centímetros de diámetro y unos 300 a 1250 cm², de sección, se desplaza lateralmente un volumen de suelo de unas 7 a 28 veces mayor que en el caso anterior, por lo que serán también considerablemente mayores el volumen de suelo alterado alrededor de la perforación y las sobrepresiones intersticiales. Ver Figura 2-8.

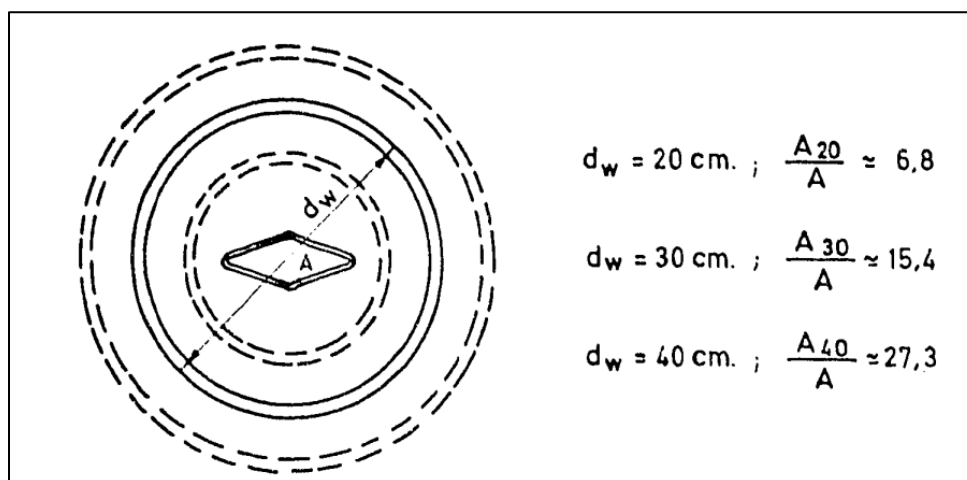


Figura 2-8: Relación de secciones de la tubería para el dren de arena y el mandril para el dren prefabricado. Fuente: Referencia (5).

Una vez rellena la perforación con arena, se producirá una rápida disipación de esas sobrepresiones intersticiales, creando en el entorno del dren un anillo de suelo más consolidado y menos permeable que el resto del suelo, no alterado.



Este fenómeno conduce a una reducción notoria de la eficacia de los drenes de arena. Casagrande y Poulos, referencia (9), señalan que la permeabilidad de la zona de suelo alterado por instalación de los drenes puede ser muy inferior a 1/10 de la permeabilidad correspondiente al suelo inalterado, llegando incluso a ser tan baja como 1/1000. En este último los drenes serán prácticamente ineficaces.

De lo anterior se puede deducir que la eficacia del dren de arena depende, considerablemente más que el dren prefabricado, de los métodos utilizados para su ejecución, ya que el método más utilizado de hincar de una tubería con su extremo inferior cerrado conduce a la formación en torno a esta de un suelo intensamente alterado o remodelado.

En el ensayo a escala natural de Ska-Edeby (Suecia), Referencia (9), se colocaron drenes de arena y el prefabricado GEODRAIN, obteniendo como resultados que el dren prefabricado de 100 x 4 milímetros, de sección ofrece aproximadamente el mismo efecto de consolidación que el dren de arena a 18 centímetros de diámetro, y que la zona alterada era de 1/5 a 1/10 de la correspondiente al dren de arena.

El dren prefabricado tiene, asimismo, otras ventajas frente al de arena de tipo técnico y de ejecución de obra entre las que cabe destacar las siguientes. Referencia (5).

- La calidad del dren prefabricado es constante y viene garantizada de fábrica, mientras que la del dren de arena depende enteramente de las circunstancias de la obra: equipo disponible, calidad de la arena, experiencia del personal de obra, etc.
- La instalación del dren prefabricado es rápida; se pueden alcanzar rendimientos entre los 2.000 y 4.000 ml., por equipo y día. Con los drenes de arena los rendimientos pueden ser de 3 a 5 veces inferiores.
- El transporte y acopio de material en el caso de drenes prefabricados es insignificante en comparación con los drenes de arena; en un container de 12 metros se pueden transportar 200.000 ml. de dren prefabricado, mientras que, para la misma longitud de drenes de arena, de diámetro equivalente, se necesitarían 280 camiones de 20 m³.
- La supervisión de la obra de drenes prefabricados se reduce prácticamente al registro del número de drenes instalados y de su profundidad, ya que todo el proceso es mecanizado.
- Finalmente, el dren prefabricado, como consecuencia de lo antes indicado, es más económico que el de arena, posiblemente en dos o tres veces, por unidad de superficie.

2.4 Campo de Aplicaciones de los Drenes Prefabricados

El campo de aplicaciones de estos drenes es verdaderamente amplio. Con carácter general, se utilizan para la aceleración de la consolidación de suelos arcillosos en la construcción de terraplenes para las vías de comunicación, las áreas de almacenamiento a cielo abierto de industrias y puertos, y otros.

Los drenes encuentran aplicación también en otros casos particulares como pueden ser los siguientes. Referencia (5).

- Los asientos de consolidación del terreno junto a estructuras con cimentación profunda sobrecargan los pilotes por efectos de rozamiento negativo en su fuste o por empujes laterales. En estos casos hay dos soluciones: sobredimensionar los pilotes para que soporten los esfuerzos debidos al asiento del terreno, o bien consolidar el terreno con precarga y drenes verticales antes de ejecutar la cimentación. Ver Figura 2-9.

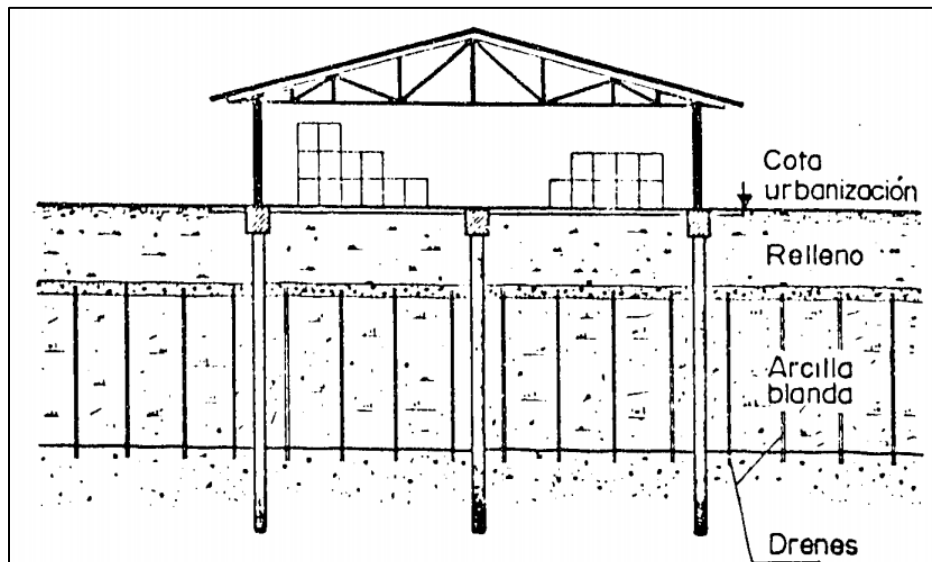


Figura 2-9: Consolidación del terreno con precarga y drenes antes de acometer la cimentación. Fuente: Referencia (5).

- Los asientos del terreno junto a estructuras con cimentación mediante pilotes pueden causar, asimismo, problemas de explotación de las obras; el asiento de un terraplén de acceso a un viaducto creara un escalón en la calzada, que se reproducirá reiteradamente mientras dure la consolidación. La consolidación del terreno con precarga y drenes permitirá evitar este problema.
- La consolidación con precarga y drenes puede interesar para mejorar la estabilidad de un terreno frente a problemas de rotura por fluencia. Este puede ser, por ejemplo, el caso de la estabilidad de borde de una zona cargada, ver Figura 2-10.

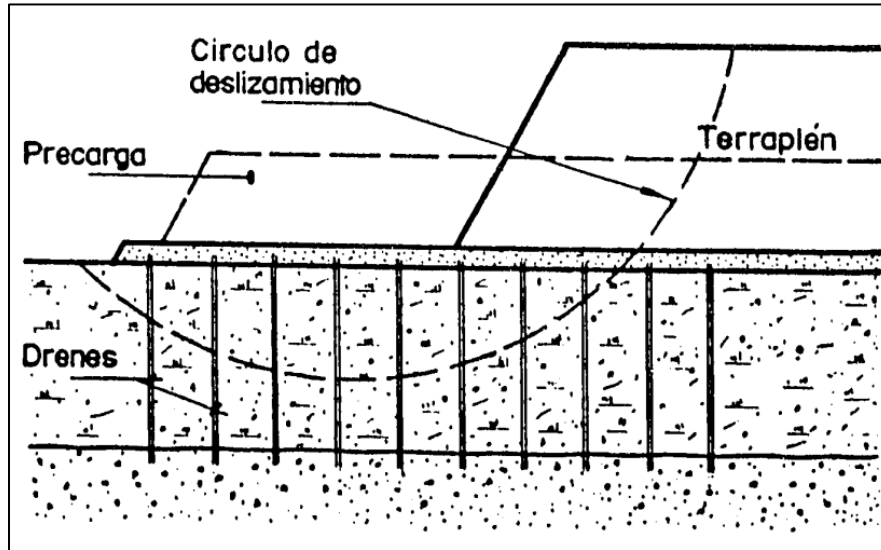


Figura 2-10: Consolidación con precarga y drenes para garantizar la estabilidad de borde.
Fuente: Referencia (5).

- En determinados casos, los drenes se pueden usar en combinación con otras técnicas de mejora de suelos y de cimentaciones como puede ser la consolidación dinámica y con los pilotes hincados. Con los drenes se producirá una disipación rápida de las presiones intersticiales provocadas por golpeo en el primer caso, y la hincia en el segundo.
- Por último, la consolidación del terreno acelerada con drenes verticales se puede utilizar para la mejora del suelo de cimentación de estructuras con cargas repartidas en superficies más o menos grandes, tales como tanques, depósitos, silos, etcétera.

2.4.1 Ejemplos de la aplicación de consolidación con drenes prefabricados en proyectos reales

A continuación, se presentan distintos proyectos recopilados donde se ha aplicado la consolidación acelerada mediante mechas drenantes.

- Proyecto: Central Térmica en Porto Tolle. Italia. Referencia (5).

Se utilizaron drenes prefabricados GEODRAIN para reducir los asientos post-constructivos de los grandes tanques de almacenamiento. La eficacia de los drenes se comprobó construyendo un enorme terraplén, de 15 metros de altura y 150 metros de diámetro en su base, previa colocación de los drenes prefabricados.

En la Figura 2-11 se puede observar el corte del terreno y la curva asiento/tiempo de este terraplén.

- Longitud total de drenes prefabricados instalada: 800.000 ml.

- Profundidad de los drenes: 30 m.
- Separación entre drenes: 3 m.

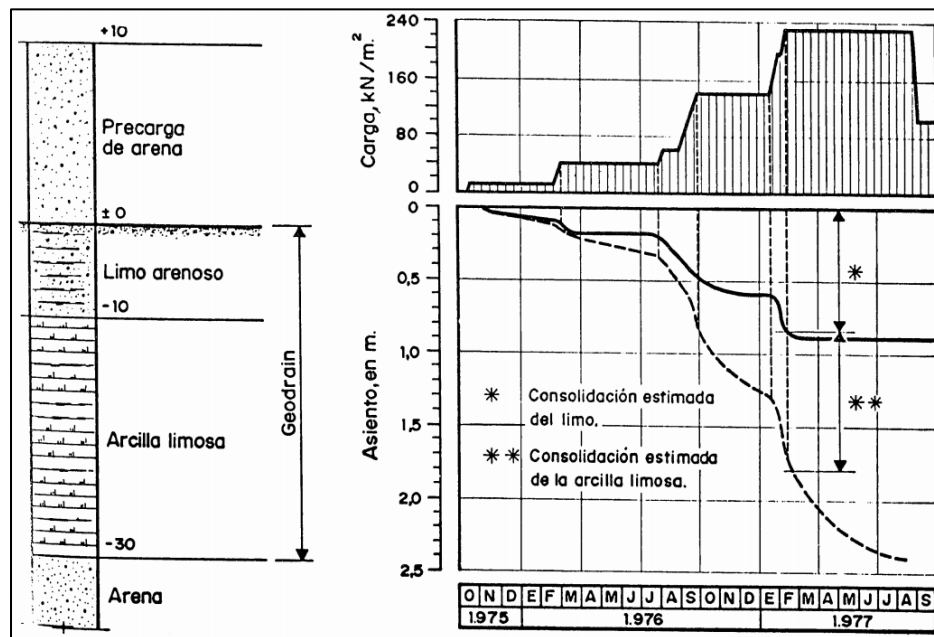


Figura 2-11: Perfil del terreno proyecto central térmica en Porto Tolle (Italia).
Fuente: Referencia (5).

- Proyecto: PETRONOR. Refinería de Somorrostro Vizcaya. España. Referencia (5).

Se utilizaron drenes prefabricados RODRAIN para la aceleración de la consolidación en la zona de ampliación de la nueva área de procesos.

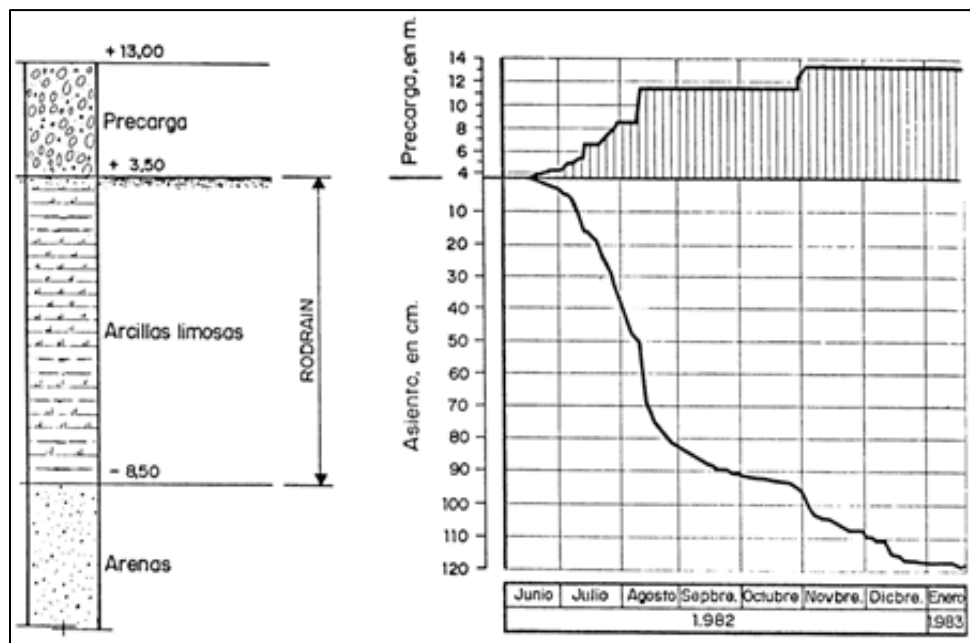


Figura 2-12: Perfil del terreno proyecto refinera de Somorrostro Vizcaya. España.
Fuente: Referencia (5).

En la Figura 2-12 se puede observar el corte del terreno y la curva de asiento/tiempo.

- Longitud total de drenes prefabricados instalada: 408.300 ml.
- Profundidad de los drenes: 1.2 m.
- Separación entre drenes: 1,60 m.
- Superficie de suelo mejorado: 75.433 m².

La aceleración del proceso de consolidación con drenes prefabricados permitió reducir el tiempo de consolidación en aproximadamente 9 meses.

- Proyecto: Avenida Circunvalación Sector Guacamayo Valdivia. Chile. Referencia (10).

Se utilizaron mechas drenantes tipo Colbondrain CX-1000 para la estabilización de terraplenes sobre suelos blandos a construir en la primera etapa del proyecto de la Avenida Circunvalación, sector Guacamayo al sur poniente de la ciudad de Valdivia.

- Longitud total de drenes prefabricados instalada: 117.956 ml.
- Profundidad de los drenes: 15 m.
- Separación entre drenes: 1,3 m.

La aceleración del proceso de consolidación con drenes prefabricados permitió reducir el tiempo de consolidación a aproximadamente 18 meses.

- Proyecto: Obra en San Sebastián, Pau Txomin Enea. España. Referencia (11).

Se utilizaron mechas drenantes tipo SOLPAC C524 para la consolidación de los depósitos aluviales del área LM06 Txomin Enea, España.

- Profundidad de los drenes: 20 m.

La aceleración del proceso de consolidación con drenes prefabricados permitió alcanzar un grado de consolidación del 80% en menos de 6 meses.

2.5 Consideraciones de Diseño

El objetivo principal de la precompresión de suelos, con o sin mechas drenantes, es lograr el grado de consolidación deseado en un periodo de tiempo especificado. El diseño de la precompresión con mechas drenantes requiere de la evaluación del dren y de las propiedades del suelo (ambas por separado y como un sistema) tanto como los efectos de la instalación.

Para la consolidación unidimensional sin mechas drenantes, solo es considerada la consolidación debido a la filtración unidimensional (vertical) a los bordes drenantes naturales. El grado de consolidación puede ser medida por medio de la relación de asentamiento en el tiempo con respecto al asentamiento total que ocurrirá o que se espera que ocurra. Esta relación es definida como $\bar{U}$, el grado de consolidación promedio.

Por definición, la consolidación unidimensional es considerada como el resultado solamente del drenaje vertical, pero la teoría de la consolidación puede ser aplicada también al drenaje horizontal y radial. Dependiendo de las condiciones de borde la consolidación puede ocurrir debido al drenaje vertical y horizontal simultáneamente. El grado de consolidación promedio, $\bar{U}$, puede ser calculado por el drenaje vertical, horizontal o su combinación dependiendo de la situación considerada.

Con las mechas drenantes el grado de consolidación promedio total, $\bar{U}$, es el resultado de los efectos combinados del drenaje horizontal (radial) y el drenaje vertical. El efecto combinado es representado por la siguiente relación:

$$\bar{U} = 1 - (1 - \bar{U}_h)(1 - \bar{U}_v) \quad (2.5)$$

Donde,

- $\bar{U}$: Grado de consolidación promedio total.
- $\bar{U}_h$: Grado de consolidación promedio debido al drenaje horizontal (o radial).
- $\bar{U}_v$: Grado de consolidación promedio debido al drenaje vertical.

Las consideraciones para evaluar $\bar{U}_v$ son descritas en la mayoría de los textos de mecánica de suelos y se encuentra fuera del alcance del presente trabajo, además se observa que (1) la pequeña distancia entre los drenes (el espaciamiento de drenes), (2) el coeficiente de consolidación horizontal es mayor que el coeficiente vertical y (3) el hecho de que el espesor de la capa de arcilla es normalmente mucho mayor que el espaciamiento de drenes. El efecto combinado de esto es que el efecto del drenaje vertical es normalmente insignificante.

2.5.2 Ecuaciones de diseño

El diseño de los sistemas de mechas drenantes requiere de la predicción de la razón de disipación del exceso de presión de poros por la filtración radial a los drenes verticales tanto como la evaluación de la contribución del drenaje vertical.

El primer tratamiento integral del problema del drenaje radial fue presentado por Barron, referencia (7), quien estudio la teoría de los drenes verticales de arena. El trabajo de Barron se basó en las suposiciones simplificadoras de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi.



La teoría de Terzaghi es aplicada solo a la consolidación primaria y se basa en varias suposiciones (ver Capítulo 1.2), luego Barron uso las siguientes suposiciones básicas.

- 1) La arcilla está saturada y es homogénea.
- 2) Todas las deformaciones por compresión dentro de la masa del suelo ocurren en dirección vertical.
- 3) No hay flujo vertical de agua producto de la presión de poros.
- 4) La ley de Darcy de permeabilidad es válida. El coeficiente de permeabilidad k es independiente de la ubicación.
- 5) El agua y los granos de minerales son incompresibles en comparación con el esqueleto de arcilla.
- 6) El incremento de carga es inicialmente cargado por el exceso de presión de poros u .
- 7) No hay excesos de presión de poros en el dren.
- 8) La zona de influencia de cada dren es un cilindro.

La solución simplificada más usada del análisis de Barron arroja la siguiente relación entre el tiempo, diámetro del dren y espaciamiento, coeficiente de consolidación y el grado de consolidación promedio.

$$t = (D^2/8C_h)F(n) \ln(1/(1 - \bar{U}_h)) \quad (2.6)$$

Donde,

- t : Tiempo requerido para alcanza $\bar{U}_h$.
- $\bar{U}_h$: grado de consolidación promedio debido al drenaje horizontal.
- D : Diámetro del radio de influencia del dren (zona de influencia del drenaje).
- C_h : Coeficiente de consolidación para el drenaje horizontal.
- $F(n)$: Factor de espaciamiento de dren

$$F(n) = \ln(D/d) - \frac{3}{4} \text{ (simplificado)} \quad (2.7)$$

- d : Diámetro de un dren circular.

En adición a las consideraciones de la teoría unidimensional, esta ecuación asume además que:

- Las mechas drenantes tienen permeabilidad infinita (es decir, no existe resistencia al drenaje).

- No hay efectos adversos en la permeabilidad del suelo y las propiedades de la consolidación producto de la instalación de las mechas drenantes.

La ecuación (2.6) fue modificada por Hansbo, referencia (12), para ser aplicada a drenes con forma de banda y para incluir las consideraciones de perturbación y efectos de resistencia al drenaje. La derivación de Hansbo y las condiciones son basadas en un análisis teórico. La ecuación general resultante es:

$$t = (D^2/8C_h)(F(n) + F_s + F_r) \ln(1/(1 - \bar{U}_h)) \quad (2.8)$$

Donde,

- t : Tiempo requerido para alcanza $\bar{U}_h$.
 $\bar{U}_h$: Grado de consolidación promedio a la profundidad z debido al drenaje horizontal.
 D : Diámetro del radio de influencia del dren.
 C_h : Coeficiente de consolidación para el drenaje horizontal.

$$F_s = ((k_h/k_s) - 1) \ln(d_s/d_w) \quad (2.9)$$

- F_s : Factor de la perturbación del suelo.
 d_w : Diámetro equivalente (ver a continuación).
 k_h : Coeficiente de permeabilidad en la dirección horizontal en el suelo sin perturbar.
 k_s : Coeficiente de permeabilidad en la dirección horizontal en el suelo perturbado.
 d_s : Diámetro de la zona de perturbación idealizada alrededor del dren.

$$F_r = \pi z(L - z)(k_h/q_w) \quad (2.10)$$

- F_r : Factor de la resistencia al drenaje.
 z : Distancia bajo la superficie superior del estrato de suelo compresible.
 L : Largo efectivo de drenaje; largo de drenaje cuando ocurre en una sola dirección; la mitad del largo de drenaje cuando ocurre en las dos direcciones.
 q_w : Capacidad de descarga del dren (en gradiente=1.0).

Las variables de la ecuación (2.8) son presentadas en la Figura 2-15 y se discuten en el siguiente apartado.

2.5.3 El caso ideal

La ecuación (2.8) puede ser simplificada al caso ideal al ignorar los efectos de perturbación de suelo y resistencia al drenaje (es decir, $F_s = F_r = 0$). La ecuación resultante del caso ideal es equivalente a la solución de Barron.

$$t = (D^2/8C_h)F(n) \ln(1/(1 - \bar{U}_h)) \quad (2.11)$$

En el caso ideal, el tiempo para un grado específico de consolidación se simplifica para ser función de las propiedades del suelo (C_h), requisitos de diseño ($\bar{U}_h$) y variables de diseño (D, d_w).

La teoría de la consolidación con drenaje radial considera que el suelo es drenado por drenes verticales con una sección circular. Las ecuaciones de la consolidación radial incluyen el diámetro del dren, d . Un dren con forma de banda o mecha drenante requiere por lo tanto que se le asigne un “diámetro equivalente”, d_w . El diámetro equivalente de una mecha drenante es definido como el diámetro de un dren circular el cual tiene el mismo desempeño de drenaje radial teórico que un dren con forma de banda. En la mayoría de las condiciones d_w puede ser considerado como independiente de las condiciones de la superficie, propiedades del suelo y efectos de instalación. Este puede ser considerado solamente como una función de la geometría del dren y la configuración.

Para efectos de diseño, es razonable calcular el diámetro equivalente como, referencia (13):

$$d_w = (2(a + b)/\pi) \quad (2.12)$$

$$d_w = ((a + b)/2), \text{ sugerida según referencia (13)} \quad (2.13)$$

Donde,

- a : Ancho de la sección de un dren de banda.
- b : Espesor de la sección de un dren de banda.

La ecuación (2.12) se basa en la suposición de que los drenes circulares y los drenes con forma de banda, con fines prácticos, resultarán en el mismo desempeño de consolidación si sus circunferencias son las mismas (ver Figura 2-13). La ecuación (2.12) también supone que el núcleo no impide significativamente el drenaje dentro de los canales del drenaje. La obstrucción puede ocurrir si las aberturas del núcleo a los canales del dren son muy pequeñas y/o ampliamente espaciadas, o si un gran porcentaje de área de la camisa está en contacto directo con el núcleo.

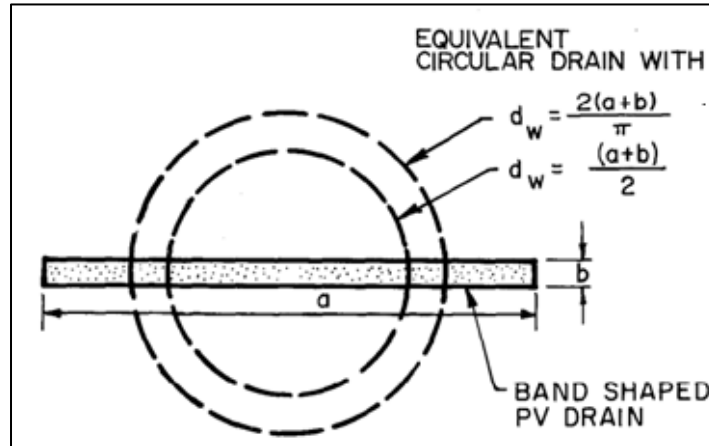


Figura 2-13: Diámetro equivalente de una mecha drenante. Fuente: Referencia (13).

En la práctica, el diámetro equivalente calculado usando la ecuación (2.12) se reduce a menudo arbitrariamente en reconocimiento de las incertidumbres involucradas en la determinación del diámetro equivalente de un dren con forma de banda. Esta práctica es considerada innecesaria si se usa la ecuación (2.13) según se expone en referencia (13).

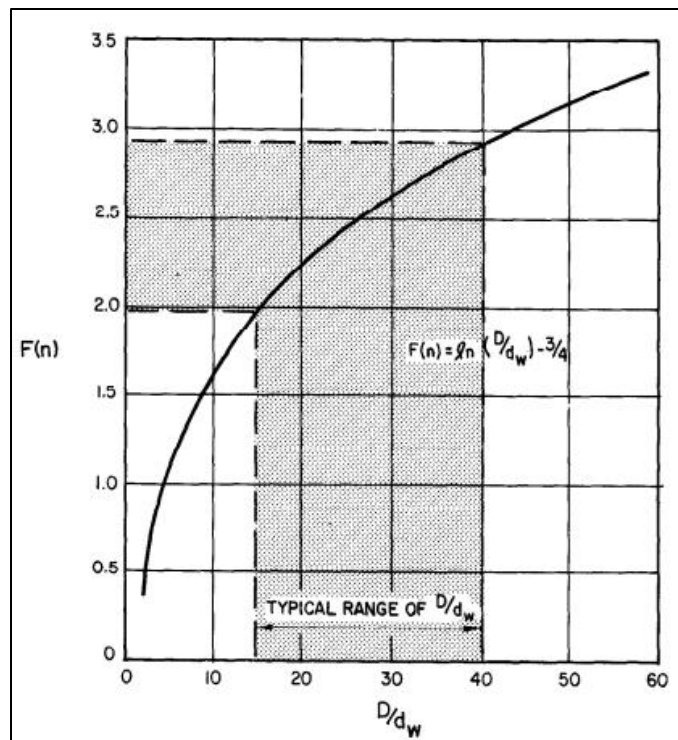


Figura 2-14: Relación de $F(n)$ a $D/(dw)$ para el caso ideal. Fuente: Referencia (13).

La ecuación del caso ideal es comúnmente usada para diseños preliminares y en algunos casos incluso para diseños definitivos.

La Figura 2-14 muestra la relación de $F(n)$ a D/d_w para el caso ideal. Dentro de un rango típico de D/d_w , $F(n)$ varía aproximadamente de 2 a 3.

2.5.4 El caso general

En algunas situaciones es apropiado considerar los efectos de la resistencia al drenaje y/o la perturbación del suelo. Dependiendo de las condiciones del proyecto, estos efectos pueden o no pueden ser significativos. La ecuación general (2.14) incluye factores de resistencia al drenaje y factores de perturbación del suelo.

$$t = (D^2/8C_h)(F(n) + F_s + F_r) \ln(1/(1 - \bar{U}_h)) \quad (2.14)$$

Las condiciones asumidas usadas para el modelo de perturbación de suelo y resistencia al drenaje son mostradas en la Figura 2-15.

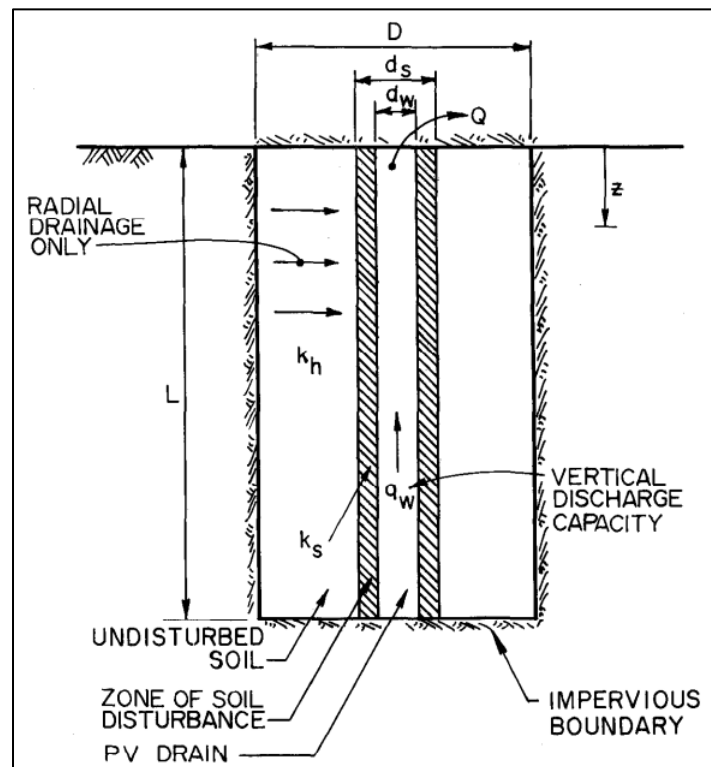


Figura 2-15: Esquema de una mecha drenante con resistencia al drenaje y perturbación de suelo. Fuente: Referencia (13).

En la ecuación (2.14) los efectos de la perturbación del suelo (F_s) y la resistencia al drenaje (F_r) son aditivas (es decir, ambas tienden a retardar la tasa de consolidación). Tal como se discute más adelante, es evidente a partir de estudios paramétricos teóricos que el efecto del espaciamiento del dren ($F(n)$) es siempre un factor importante, el efecto de la perturbación del suelo (F_s) puede ser aproximadamente lo mismo o ligeramente más significativo que $F(n)$, y el efecto de resistencia al drenaje típicamente es de menor importancia.

2.5.4.2 Perturbación del suelo.

Para el caso con perturbación del suelo (sin resistencia al drenaje) la ecuación (2.14) se simplifica como:

$$t = (D^2/8C_h)(F(n) + F_s) \ln(1/(1 - \bar{U}_h)) \quad (2.15)$$

Donde,

$$F_s = ((k_h/k_s) - 1) \ln(d_s/d_w) \quad (2.16)$$

d_s : Diámetro de la zona perturbada causado por la instalación de un dren.

La Figura 2-16 ilustra la magnitud relativa de F_s para un rango de parámetros de suelo y un rango de la razón d_s/d_w . Para valores típicos de $F(n)$ la razón $F_s/F(n)$ puede variar de aproximadamente 1 a 3. Esto significa que el efecto de la perturbación en la reducción de la tasa de consolidación podría teóricamente ser hasta 3 veces mayor que el efecto del espaciamiento de los drenajes.

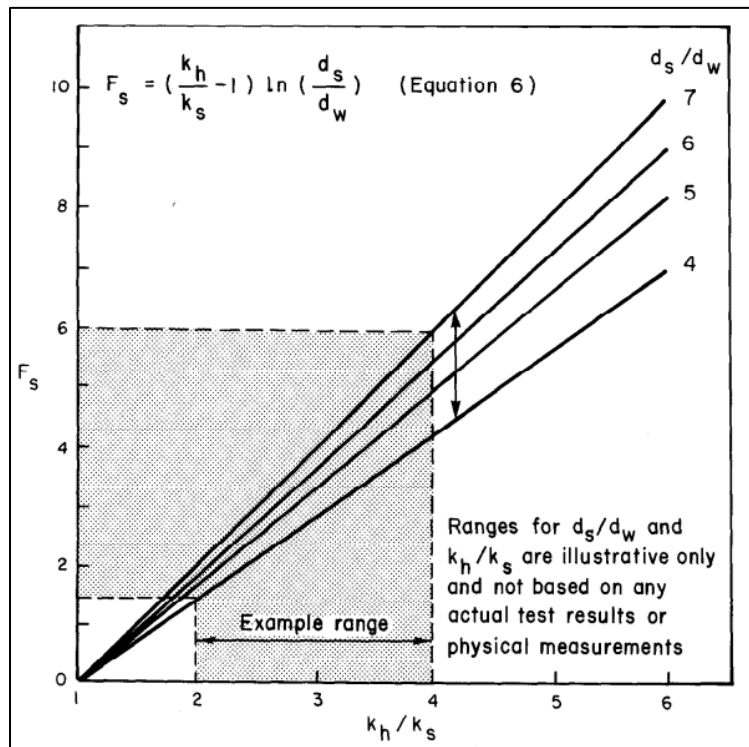


Figura 2-16: Factor de perturbación (F_s) para parámetros típicos.
Fuente: Referencia (13).

2.5.4.3 Resistencia al drenaje (sin perturbación)

Para el caso con resistencia al drenaje (sin perturbación de suelo) la ecuación (2.14) se simplifica de la siguiente manera:

$$t = (D^2/8C_h)(F(n) + F_r) \ln(1/(1 - \bar{U}_h)) \quad (2.17)$$

Donde,

$$F_r = \pi z(L - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (2.18)$$

F_r' : un promedio del valor de F_r (ver la explicación a continuación).

q_w : Capacidad de descarga del dren.

Se puede ver de la ecuación (2.18) y (2.17) que $\bar{U}_h$ varia con la profundidad si hay resistencia al drenaje (es decir, F_r no es igual a cero) pero es constante con la profundidad si no hay resistencia (F_r igual a cero). Si un valor promedio de $F_r(F_r')$ es ingresado en la ecuación (2.17), $\bar{U}_h$ puede ser considerado como el grado de consolidación promedio del estrato completo.

Un enfoque al proceso de promedios, que puede ser encontrado, referencia (13), resulta en lo siguiente:

Drenaje en una dirección,

$$F_r' = (2\pi/3)(L^2)(k_h/q_w)$$

Drenaje en una dirección,

$$F_r' = (\pi/6)(L^2)(k_h/q_w)$$

Con valores típicos la razón de $F_r'/F(n)$ es generalmente menor que 0.05. Por lo tanto, típicamente el efecto teórico de la resistencia del dren es significativamente menor que el efecto del espaciamiento del dren o la perturbación del suelo.

2.5.4.4 Perturbación del suelo y resistencia al drenaje combinados

Para el caso combinado de perturbación del suelo y resistencia al drenaje, la ecuación (2.8) se aplica:

$$t = (D^2/8C_h)(F(n) + F_s + F_r) \ln(1/(1 - \bar{U}_h)) \quad (2.19)$$

Donde,

$$F(n) + F_s + F_r = (\ln(D/d_w) - 3/4) + ((k_h/k_s) - 1) \ln(d_s/d_w) + \pi z(L - z)(k_h/q_w) \quad (2.20)$$

Las ecuaciones (2.19) y (2.5) representan el caso general para los drenes de mechas con consideraciones en el espaciamento del dren, perturbación del suelo y resistencia al drenaje. La Figura 2-17 y la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** demuestran los efectos relativos de los parámetros claves en las ecuaciones (2.19) y (2.20) para una situación base dada. En la Figura 2-17 se debería notar que el mayor efecto potencial en t_{90} es debido a los cambios en C_h y D . El valor de C_h , el cual puede fácilmente variar en un facto de 10, tiene la influencia más dominante en t_{90} . D , el cual puede variar en un factor de alrededor de 2 a 3, tiene una influencia considerable debido al termino D^2 . La influencia de las propiedades de la zona perturbada (k_s y d_s), a pesar de ser mucho más difícil de cuantificar, tiene también mucha significancia. El diámetro equivalente, d_w , tiene solo una influencia mínima en t_{90} .

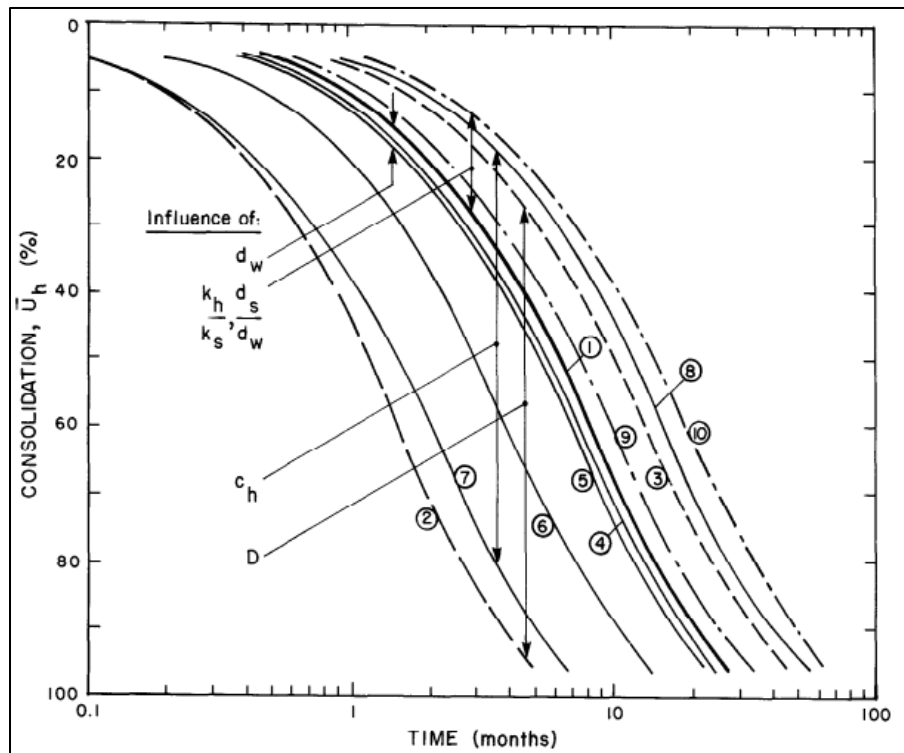


Figura 2-17: Ejemplo del efecto de los parámetros en t_{90} . Fuente: Referencia (13).

Tabla 2-1: Ejemplo del efecto de los parámetros en t_{90} .

Caso	C_h [m ² /año]	D [m]	d_w [m]	k_h/k_s	d_s/d_w	t_{90} [meses]	$\frac{t_{90}^{caso i}}{t_{90}^{caso 1}}$
1	2	2	0,05	1	1	20,3	1,00
2	2	1	0,05	1	1	3,9	0,19
3	2	2,5	0,05	1	1	34,1	1,68
4	2	2	0,06	1	1	19,0	0,94
5	2	2	0,07	1	1	18,0	0,87
6	4	2	0,05	1	1	10,2	0,5
7	8	2	0,05	1	1	5,1	0,25
8	1	2	0,05	1	1	40,6	2,00
9	2	2	0,05	2	2	25,1	1,24
10	2	2	0,05	4	4	49,0	2,41

Fuente: Referencia (13).

2.6 Enfoque de diseño

El diseño de un esquema de precarga que utiliza mechas drenantes debe incluir los siguientes pasos principales:

- Evaluación del tiempo requerido del proyecto y definición de las cantidades tolerables de asentamientos post construcción.
- Investigación y ensayos de laboratorio de suelos de los estratos para proveer información detallada del suelo y las condiciones de drenaje y una alta calidad de datos sobre las propiedades de ingeniería pertinentes de los úsuelos compresibles.
- Predicción del asentamiento total anticipado en puntos representativos productos de la consolidación primaria y la compresión secundaria.
- Predicción de la tasa de consolidación primaria ($t_v/s U_v$) en puntos representativos para el caso sin drenes y el caso con mechas drenantes para varios espaciamientos.
- Evaluación de la estabilidad para establecer alturas de llenado seguras y la posible necesidad de bermas y / o construcciones escalonadas.
- Evaluación de los méritos económicos y técnicos relativos de la sobrecarga adicional frente a las separaciones de drenes cuando se determina que la tasa de la consolidación primaria debe acelerarse para cumplir con el cronograma del proyecto.
- Evaluación de las propiedades estructurales del dren para seleccionar aquellas que sean las más adecuadas a los requerimientos de cada proyecto.

- Evaluación de las condiciones climáticas, en áreas onde prevalecen las condiciones de invierno debe considerarse el riesgo de que la helada del suelo reduzca o impida la descarga del dren.

2.7 Instalación de Drenes Prefabricados

Los drenes prefabricados o mechas drenantes se introducen en el terreno con equipos especiales, accionados por medios hidráulicos o vibratorios. Las profundidades más corrientes de consolidación de suelos cohesivos con precarga y acelerada con drenes suelen ser de hasta 20 metros.

El dren se aloja dentro de un perfil metálico, o mandril, para evitar su contacto con el terreno durante la hınca. Con frecuencia se utilizan mandriles de sección romboidal, Figura 2-18, ya que permiten obtener una mejor relación entre la alteración mínima posible del terreno durante la hınca o penetración, a la vez que se consigue la rigidez necesaria del mandril.

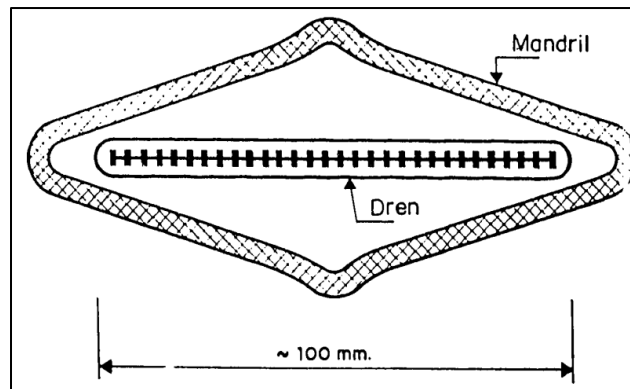


Figura 2-18: Uno de los tipos de mandril que se utiliza para la instalación de los drenes en el terreno. Fuente: Referencia (5).

La cota de la plataforma de trabajo se elige normalmente unos 50 centímetros, sobre el nivel freático, previo desbroce de la capa de tierra vegetal y arbolado. Si esa cota coincide con la superficie del suelo blando a consolidar, se colocará una capa de rodadura de material drenante que permita la circulación de los equipos de obra. En ocasiones puede interesar disponer previamente de un geotextil anticontaminante.

Sobre la plataforma de trabajo se distribuyen la red de puntos donde deben ir alojados los drenes. Es necesario disponer de un frente de trabajo importante, ya que con los equipos modernos se consiguen rendimientos muy elevados.

Seguidamente a la instalación de los drenes se coloca el terraplén en el caso de vías de comunicación, o el relleno definitivo en el caso de nuevas industrias o urbanizaciones, y sobre este último la precarga, si se van a aplicar cargas distribuidas en superficie.

Cuando el material a utilizar para los terraplenes o rellenos no es granular los drenes se cubrirán con una capa de material drenante, la misión de la cual será, junto con la de la

capa de rodadura, la de evacuar el agua que expulsan los drenes, así como la debida consolidación vertical. La capa o manto drenante superior debe proveer un claro camino de drenaje a las presiones de poro a la presión atmosférica sin crear una pérdida importante de carga. Habitualmente se hace de arena con espesores de 0.60 a 1.0 m, y como alternativa en caso de utilizarse gravas puede ser de 0.15 m si se utilizan filtros de protección. Como alternativa a la capa o manto drenante se considera el uso de drenes sintéticos en reemplazo de la capa drenante.

Los terraplenes y rellenos se hacen normalmente de altura superior a la de su cota definitiva en la magnitud del asiento previsible, con lo que después de terminado el proceso de consolidación no habrá que quitar ni poner tierras.

Asimismo, los terraplenes y rellenos y las precargas se suelen sobredimensionar, en un 10 al 20 por 100, con el fin de acelerar la consolidación. No obstante, en cada caso particular se debe estudiar la conveniencia de colocar mayores cargas en función del tiempo disponible, del coste de la colocación y posterior retirada de esas cargas.

La precarga se hace con mayor frecuencia con tierras, aunque en el caso de industrias se puede hacer con otros materiales que pueden tener almacenados, preferentemente materiales a granel.

Cuando la consolidación del terreno afecta a grandes superficies, la sobrecarga se puede colocar por zonas de forma rotativa. Con esto se conseguirá reducir sustancialmente el volumen de tierras a utilizar para este fin, pero aumentará el tiempo total de consolidación.

A continuación, se describen de manera más precisa los factores y procedimientos más importantes para tener en cuenta en el diseño e instalación de las mechas drenantes.

2.7.1 Preparación del sitio

Previo a la instalación del dren, es usualmente necesario ejecutar algunas obras generales. Dependiendo de las condiciones del lugar, las obras necesarias pueden incluir lo siguiente:

- Excavación: Remoción de vegetación, escombros superficiales, suelo denso, suelo congelado, u otros materiales que impidan la instalación de los drenes.
- Pendiente horizontal del terreno: Establecer y mantener una pendiente razonable para ayudar a la apropiada instalación de las mechas drenantes y también para la manta drenante para que funcione como fue diseñada. El suelo que presenta pequeñas pendientes, incluso tales como de 2% a 5%, puede presentar algunas dificultades en la instalación. La mayoría de los equipos usados para la instalación de mechas drenantes no pueden compensar una mayor inclinación sin perder eficiencia en la producción. El costo relativo para emparejar la superficie debe ser comparado con el costo potencial de reducción de eficiencia de producción.

- Construcción de una alfombra de trabajo y de una manta drenante: Dependiendo de las condiciones del lugar y del tipo de equipo de instalación, será necesario la construcción de una alfombra de trabajo para dar soporte al tráfico de maquinaria y a la instalación de la plataforma de carga. En la mayoría de los casos la alfombra de trabajo puede servir más tarde como una manta de drenaje. Si la capa de drenaje está instalada previamente a los drenes o como parte de la alfombra de drenaje, la manta de drenaje deberá ser protegida frente al congelamiento y a la contaminación. Puede ser importante minimizar la perturbación del suelo cerca de la superficie producto de la operación de los equipos de construcción. Si la superficie de suelo está excesivamente perturbada, las mechas drenantes pueden ser desplazadas o dañadas en la superficie, resultando en una inadecuada unión con la manta drenante. La continuidad entre los drenes y la manta drenante debe ser considerada en el diseño de la alfombra de trabajo y/o de la manta de drenaje.

2.7.2 Equipamiento para la instalación

A pesar de que existen numerosas variaciones de los equipos de instalación la mayoría de los equipos tienen características bastante comunes, algunas de ellas pueden influenciar directamente la efectividad de los PVD. Una instalación típica de drenes con forma de banda es mostrada en la Figura 2-19 y en la Figura 2-20.

Los aspectos de los equipos de instalación que el ingeniero debe considerar se incluyen a continuación.

- Mandril:

El mandril protege los drenes durante la instalación y crea el espacio para el dren por medio del desplazamiento del suelo durante la penetración. El desplazamiento del suelo resulta en un remoldeo que generalmente es perjudicial para la consolidación radial.

El área transversal de muchos mandriles es alrededor de 65 cm². aunque el área puede variar de 3 a 129 cm². El deseo por reducir el área del mandril y el desplazamiento resultante debe ser equilibrado por la necesidad de obtener un mandril rígido para permitir la penetración a través de suelo denso y mantener el alineamiento vertical. La forma típica del mandril es rectangular o rómbico.

- Método de penetración:

El mandril es penetrado dentro del suelo compresible usando fuerza vibratoria o fuerza estática. La fuerza estática es aplicada usando el peso del mandril en combinación con el peso muerto en la parte superior del mandril o el peso del mástil de instalación. La vibración es aplicada usando grandes vibradores de construcción similares a los usando en la instalación de pilotes o tablestacado.

El uso de fuerza vibratoria debe ser cuidadosamente considerada si son anticipados cambios perjudiciales de las propiedades como resultado de la vibración (reducción de la permeabilidad o incremento de perturbaciones).

- Peso del quipo:

Si la estabilidad del subsuelo o la manta de drenaje está en duda, el ingeniero puede limitar el peso total o sostener la presión del equipo de instalación en un intento de limitar problemas de construcción.

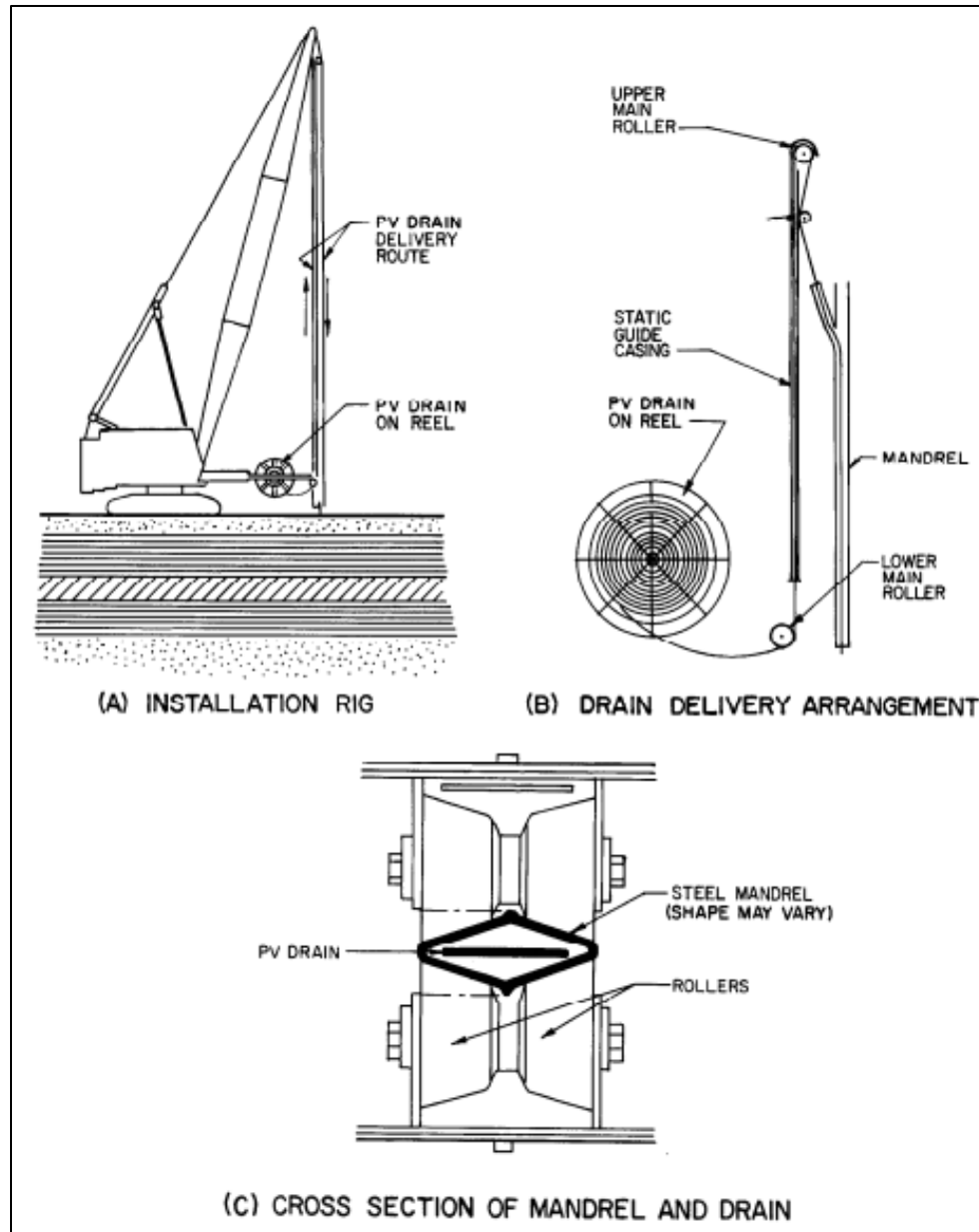


Figura 2-19: Típico equipamiento para instalación de mechas drenantes.
Fuente: Referencia (13).



Figura 2-20: Instalación de drenes. Fuente: Referencia (14).

2.7.3 Procedimientos de instalación típico

Las ubicaciones de los PVD pueden ser pretaladradas para penetrar materiales que obstruyan (escombros, suelo congelado, suelo muy denso). Las técnicas de pretaladrado incluyen el uso de chorros, barrenas o un martillo hidráulico.

La secuencia de instalación típica es la siguiente Figura 2-21:

- El mástil de instalación es posicionado con el mandril encima de la ubicación del dren.
- Un ancla es ubicada al final de la mecha drenante.
- El mandril es penetrado al interior del suelo hasta la profundidad deseada.
- El mandril es retirado.
- La mecha drenante es cortada sobre la manta de drenaje o sobre la alfombra de trabajo dejando un largo extra para la manta drenante.

Independientemente de la preparación de la obra y los equipos de instalación, hay procedimientos de instalación que puede influenciar la eficacia de la mecha drenante. A continuación, se presentan algunos comentarios con respecto a dichos procedimientos.

- Razón de avance del mandril:



La velocidad de avance del mandril debe ser controlada para evitar flexiones o deflexiones verticales significativas. La penetración debe ser ininterrumpida y con velocidades aproximadamente de 0,15 a 0,60 m/seg.

- Empalme: Al término de un rollo de PVD comúnmente se empalma con el sobrante a un rollo nuevo para evitar pérdida de material. El empalme no es necesariamente objetable si está hecho apropiadamente. Preferentemente el empalme debe ser hecho previamente a la instalación del mandril para no interrumpir la ejecución.

El principal requerimiento en el empalme es que la integridad del dren, la resistencia y las propiedades hidráulicas, deben ser mantenidas. El alma y la camisa deben traslapadas alrededor de 15 cm.

- Verticalidad:

El apropiado desempeño del PVD con respecto a las suposiciones de las ecuaciones de diseño depende de la verticalidad con que el dren es instalado. La desviación con respecto a la vertical puede resultar en un asentamiento no uniforme en cuanto a magnitud y tasa debido a las variaciones del espacio entre drenes con la profundidad. El dren debe ser instalado con una desviación máxima con respecto a la vertical de 0,06 metros por 3 metros de largo.

- Anclaje:

Es de común practica el uso de un anclaje en la punta inferior de la mecha drenante. El anclaje debe ser una barra de acero de refuerzo o una placa especialmente fabricada. El tamaño relativo, forma y rigidez del anclaje comparado con el mandril impactara la cantidad de alteración a rededor del mandril. El anclaje debe ser diseñado de tal manera que representa la menor sección transversal consistente con la necesidad y/o dificultad del anclaje. Idealmente el anclaje deberá ser dimensionado ligeramente más grande que el mandril, pero lo suficientemente pequeño para no contribuir innecesariamente a la alteración del suelo.

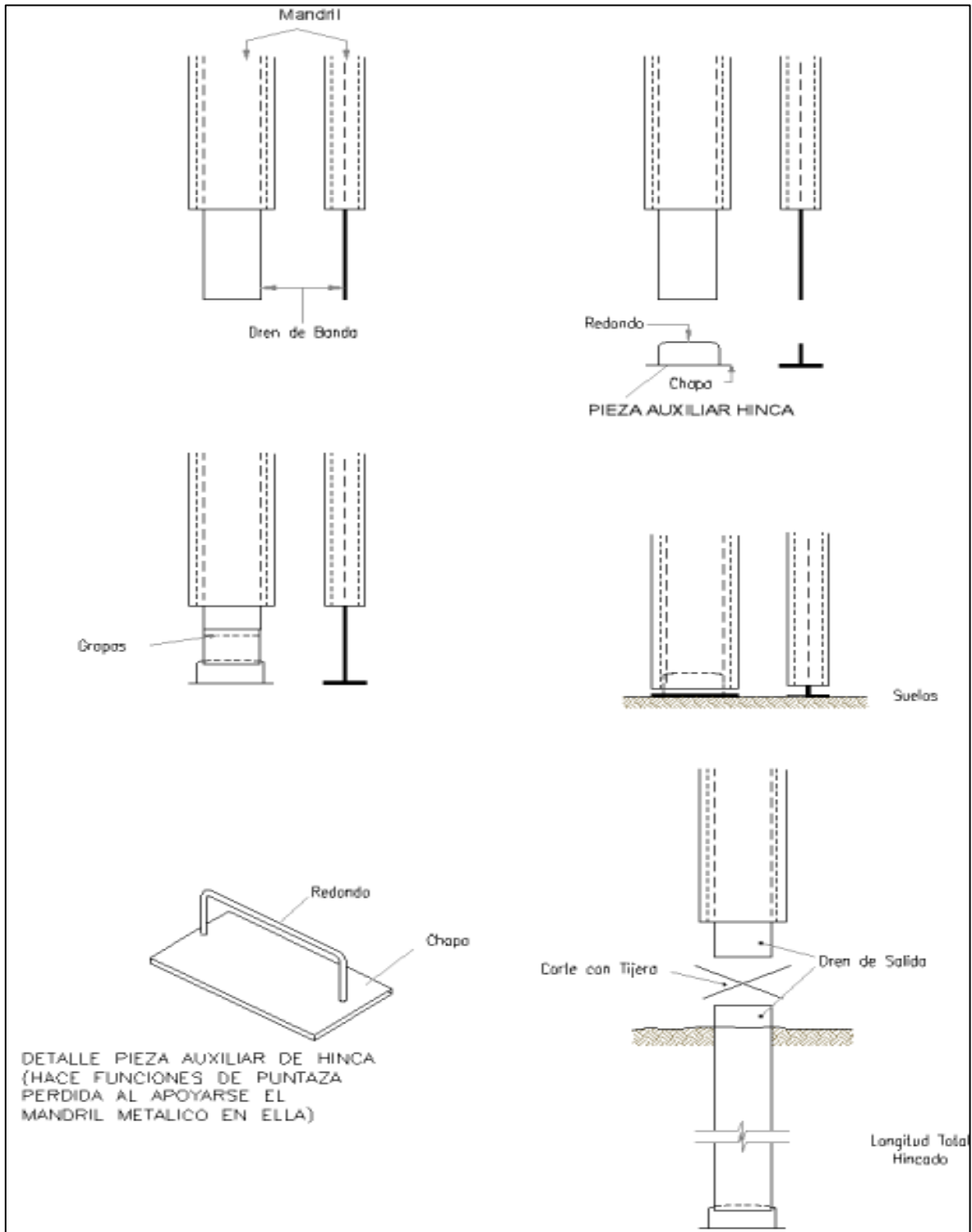


Figura 2-21: Detalle de la hincadora de un dren de plástico. Fuente: Referencia (15).

2.7.4 Monitoreo del proceso de consolidación

Es imprescindible verificar que la consolidación proceda como se postula en el diseño. Por lo tanto, un proyecto de drenaje vertical siempre debe combinarse con un programa de instrumentación para monitorear el progreso de la consolidación en términos del desarrollo del asentamiento y la presión de poros durante todo el periodo de consolidación, y a menudo se incluye el movimiento lateral durante la construcción. Las presiones de poros deben ser monitoreadas también fuera del área afectada ya sea por el terraplén o por los drenes para servir como una referencia independiente a las mediciones.

El seguimiento del proceso de consolidación se suele efectuar mediante:

- Medición de asientos sobre balizas colocadas en superficie.
- Medición de presiones intersticiales, preferentemente cuando la precarga se pone de forma escalonada.
- Medición de deformaciones laterales del suelo mediante inclinómetros.

Los elementos de medición de asentamientos nos dan el ritmo y la cantidad de asentamiento, mientras que el inclinómetro principalmente se utiliza para medir deformaciones horizontales en profundidad como control de potenciales fallas de deslizamiento. Los piezómetros son utilizados tanto para calcular el grado de consolidación alcanzado como el exceso de presiones de poro durante la construcción que indica el riesgo de potenciales fallas. En caso de incongruencia de la instrumentación se debe dar prioridad a las mediciones de asentamientos como indicadores del grado de consolidación.

El programa de monitoreo debe incluir correlaciones frecuentes entre los resultados del monitoreo y el diseño para detectar cualquier anomalía que pueda afectar negativamente el proyecto. Para este fin, el diseño de incluir cálculos de respuesta esperada en los lugares de instrumentación planificada.

CAPÍTULO 3 SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS PLAXIS 2D

3.1 Introducción

En la década de los años setenta las investigaciones sobre el uso de métodos de elementos finitos y modelos constitutivos para el diseño geotécnico se llevó a cabo en la Universidad Técnica de Delft. El Ministerio de Obras Públicas holandesa deseaba predecir el posible movimiento de la famosa presa holandesa “Oosterschelde” que protege parte importante de los Países Bajos contra las inundaciones.

Esto permitió el desarrollo a un código de software que permitió cálculos elástico- plástico para los problemas de deformación plana sobre la base de elementos de alto orden. Más tarde el código se amplió y también permitió estudiar problemas con simetría en una dirección. Desde ese momento nace el nombre PLAXIS abreviatura de las palabras en inglés “Plasticity Axi-Symmetry”. Referencia (16).

3.2 Estructuración del Programa de Entrada (PLAXIS 2D Input)

El software se compone de cinco modos que trabajan en conjunto donde cada uno se compone de distintas herramientas de modelado, estos modos se agrupan en “geometry modes” (modos de geometría) y “calculations modes” (modos de cálculo). Estas son las siguientes:

❖ **“Geometry modes” (Modos de geometría):**

- “Soil” (Suelo): La estratigrafía del suelo es definida.
- “Structures” (Estructuras): Los componentes estructurales del modelo son definidos.
- “Mesh” (Mallado): Las propiedades de la malla son definidas y la geometría del modelo es discretizada y transformada a un modelo de elementos finitos.

• **“Calculations modes” (Modos de cálculo):**

- “Flow conditions” (Condiciones de flujo): Los niveles de agua son definidos.
- “Staged constructions” (Etapas constructivas): La configuración de cálculo es definida y el proyecto es calculado.

PLAXIS 2D input puede analizar un amplio rango de problemas geotécnicos incluyendo deformación estática elastoplástica, modelos de sólidos avanzados, análisis de estabilidad, análisis de seguridad, consolidación y cálculos de flujo.

A continuación, se explica de manera breve los modos recién descritos.

3.3 “Soil” (Suelo)

En el modo “Soil” se define la estratigrafía, las cotas generales del agua y las condiciones iniciales de las capas de suelo. Están disponibles las herramientas para definir el material del suelo y la estratigrafía en la geometría.

3.3.1 Condiciones de contorno

Al inicio de un nuevo proyecto se deben especificar los contornos de la geometría del modelo. La configuración inicial de los parámetros x_{min} , x_{mx} , y_{min} e y_{max} establecen los límites exteriores de la geometría del modelo. Estos parámetros mencionados son ingresados en la ventana de propiedades del proyecto.

3.3.2 “Boreholes” (Pozo)

Cada “borehole” creado en el modelo es enumerado. Para cada uno se asigna una coordenada y estas pueden ser modificadas conforme el proyecto lo requiera requiera.

El “borehole” es ubicado en el área de dibujo en el cual se define la información de la posición de las capas de suelos y la cota de agua. Se pueden utilizar múltiples “boreholes” y PLAXIS 2D interpolara entre uno y otro.

Cabe destacar que los contornos superior e inferior pueden variar entre un elemento y otro, permitiendo definir capas de suelo con espesores no uniformes, así como también es posible definir un espesor igual a cero localmente.

3.3.3 Modelos constitutivos de los materiales

PLAXIS posee diversos modelos constitutivos para simular el comportamiento del suelo, los cuales más importantes se describen a continuación:

- Modelo Elástico Lineal (“Linear Elastic Model”).
- Modelo de Mohr – Coulomb (“Mohr – Coulomb Model”).
- Modelo para Roca Fracturada (“Jointed Rock Model”).
- Modelo de Suelo con Endurecimiento (“Hardening Soil model”).
- Modelo para Suelo Blando (“Soft Soil model”).
- Modelo para Suelo Blando con Fluencia (“Soft Soil creep model”).

En este estudio es utilizado el modelo para suelo blando (“Soft Soil model”) ya que es adecuado para simular el fenómeno de consolidación primaria en suelos con alto contenido de finos de baja consistencia.

3.3.3.1 Tipo de comportamiento de los materiales

Todos los parámetros de los modelos de PLAXIS están pensados para representar la respuesta del suelo en termino de tensiones efectivas, en otras palabras representar la relación entre las tensiones u deformaciones asociadas al esqueleto del suelo. Por otro lado, la presencia de agua intersticial o dicho de otra forma el agua contenida en los poros significa la existencia de presiones intersticiales que influyen de forma significativa sobre la respuesta del suelo como se ha explicado anteriormente en esta memoria y siendo además una de las características más relevantes en el fenómeno de la consolidación. En PLAXIS para permitir la incorporación de la interacción agua-esqueleto en la respuesta del suelo existen para cada modelo la posibilidad de elegir entre tres tipos de comportamiento que se explican a continuación:

- Comportamiento Drenado (“Drained behaviour”): Al utilizar esta opción no se generan excesos de presión intersticial. Esta opción corresponde a suelos secos y en situaciones de drenaje completo debido a una elevada permeabilidad y/o una velocidad lenta de carga.
- 1. Comportamiento no drenado (“Undrained behaviour”): Esta opción impide completamente el drenaje permitiendo la generación de excesos de presión intersticial. El flujo de agua intersticial puede despreciarse en situaciones de baja permeabilidad y/o de alta velocidad de carga. Cabe destacar que PLAXIS asigna al agua un modelo de compresibilidad finito y distingue entre tensiones totales, tensiones efectivas y excesos de presión intersticial.
- Comportamiento no poroso (“Non-porous behaviour”): Esta opción no tiene en cuenta ni las presiones intersticiales iniciales ni los excesos de presión intersticial en dominios de ese tipo. Este comportamiento puede ser aplicado en el modelado del hormigón o el comportamiento estructural en general.

3.3.3.2 Modelo de Suelo Blando (“soft Soil model”)

Algunas características del modelo para suelo blando son:

- La rigidez depende del esfuerzo (Comportamiento de compresión logarítmica).
- Distinción entre carga, descarga y recarga.
- Reconoce esfuerzos de pre-consolidación.
- Comportamiento de la falla de acuerdo con el criterio de Mohr.

3.3.3.2.1 Estados de esfuerzo y deformación isotrópicos

En el modelo de suelo blando es asumido que hay relación logarítmica entre la deformación volumétrica, ε_v , y la tensión media efectiva, p' , lo que puede ser formulado como:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left(\frac{p'}{p^0} \right) \quad (\text{Compresión virgen}) \quad (3.1)$$

La ecuación (3.1) es válida para p' mayores a una unidad de esfuerzo. El parámetro λ^* asterisco es el índice de compresión modificado, el cual determina la compresibilidad del material en la carga inicial. Se debe tener en cuenta que λ^* es distinto del índice λ que es usado por Burland (1965), referencia (18). La diferencia es que la ecuación (3.1) es una función de la deformación volumétrica en lugar del índice de vacíos. La relación se muestra en la Figura 3-1 como una línea recta.

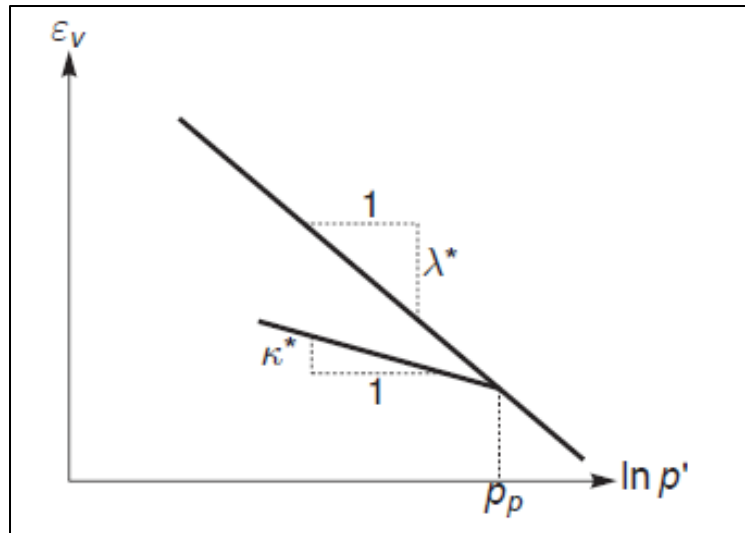


Figura 3-1: Relación logarítmica entre la deformación volumétrica y el esfuerzo efectivo.
Fuente: Referencia (17).

Durante la descarga isotrópica y la recarga un camino diferente es seguido que puede ser formulado como:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left(\frac{p'}{p^0} \right) \quad (\text{descarga y recarga}) \quad (3.2)$$

Una vez más la ecuación es válida para p' mayor a una unidad de esfuerzo. El parámetro κ^* es el índice de hinchamiento modificado y es diferente del índice κ usado por Burland (1965). Sin embargo, el radio λ^*/κ^* , es igual al radio λ/κ de Burland.

La respuesta del suelo durante la descarga y la recarga se asume que es elástica y se denota en el superíndice e en la ecuación (3.2). El comportamiento elástico es descrito por

la ley de Hooke, la ecuación (3.2) implica la dependencia de la tensión lineal en la tangente del módulo de volumen tal que:

$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1 - 2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad (3.3)$$

En donde el subíndice ur denota descarga/recarga. Tener en cuenta que los parámetros efectivos son considerados como propiedades no drenadas del suelo, como indica el subíndice ur . El módulo elástico de volumen K_{ur} y el módulo elástico de Young E_{ur} no son usados como parámetros de entrada, en su lugar, ν_{ur} y κ^* son usados como constantes de entrada para la parte del modelo que computa las deformaciones elásticas.

Un número infinito de rectas de descarga/recarga pueden existir en la Figura 3-1, cada una corresponde a un valor del esfuerzo isotrópico de pre-consolidación p_p . El esfuerzo de pre-consolidación representa el máximo nivel de esfuerzo al cual ha sido sometido el suelo.

Durante la descarga y recarga, este esfuerzo de pre-consolidación permanece constante. Sin embargo, durante la compresión virgen cuando se aplica una carga inicial el esfuerzo de pre-consolidación se incrementa con el nivel de esfuerzo, causando deformaciones volumétricas irreversibles (plásticas).

3.3.3.2.2 Función de fluencia para el estado tensional triaxial ($\sigma'_2 = \sigma'_3$)

El modelo de suelo blando es capaz de simular el comportamiento bajo estados generales de tensiones. Sin embargo, para mayor claridad, en este apartado, se restringen las condiciones de carga triaxiales bajo las cuales ($\sigma'_2 = \sigma'_3$). Para el estado de tensiones la función de fluencia del modelo de suelo blando se define como:

$$f = \bar{f} - p_p \quad (3.4)$$

Donde $\bar{f}$ es una función del estado de tensiones (p' , q) y p_p , el esfuerzo de pre-consolidación es una función de la deformación plástica tal que:

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)} + p' \quad (3.5)$$

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (3.6)$$

La función de fluencia f describe una elipse en el plano $p' - q$, como se muestra en la Figura 3-2. El parámetro M en la ecuación (3.5) determina la altura de la elipse. La altura de la elipse es la responsable de la relación horizontal – vertical del esfuerzo en la compresión primaria unidimensional.

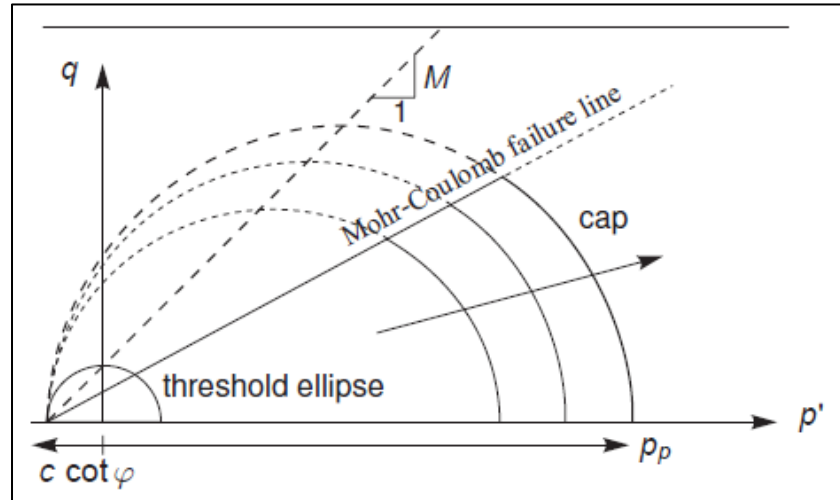


Figura 3-2: Superficie de fluencia del modelo de suelo blando en el plano p' - q [7]
Fuente: Referencia (17).

Como resultado, el parámetro M determina en gran parte el coeficiente de empuje lateral de tierra K_0^{nc} .

En el punto superior de toda elipse se localiza una línea con pendiente M en el plano p' - q . La recta con pendiente M (Burland, 1965; Burland, 1967) se refiere a la línea de estado crítico y representa los estados tensionales posteriores a la máxima falla. Por lo tanto, el parámetro M se basa en el estado crítico del ángulo de fricción. En el modelo de suelo blando, sin embargo, la falla no está necesariamente relacionada con el estado crítico. El criterio de falla de Mohr-Coulomb es una función de los parámetros resistentes φ y c , lo cual podría no corresponder con la línea de pendiente M . El esfuerzo de pre-consolidación isotrópico p_p , determina la extensión de la elipse a lo largo del eje p' . Durante la carga, infinitas elipses pueden existir (ver Figura 3-2) donde cada una corresponde a un valor de p_p . En tensión ($p' < 0$), la elipse se extiende hasta $c \cot \varphi$ (ecuación (3.5) y Figura 3-2). Para asegurarse de que el lado derecho de la elipse permanecerá en la zona de compresión ($p' > 0$) un valor mínimo de $c \cot \varphi$ es definido para p_p . Para $c = 0$, se define un valor mínimo de p_p igual a una unidad de esfuerzo. Por lo tanto, existe una elipse límite ("threshold ellipse") como se ilustra en la Figura 3-2.

El valor de p_p , es determinado por la deformación volumétrica plástica siguiendo la relación de endurecimiento ecuación (3.6). Esta ecuación refleja el principio de que el esfuerzo de pre-consolidación se incrementa exponencialmente con la disminución de la deformación volumétrica plástica (compactación), p_p^0 puede ser considerada como el valor inicial del esfuerzo de pre-consolidación. De acuerdo con la ecuación (3.6) el valor inicial de la deformación volumétrica plástica se asume igual a 0.

En el modelo de suelo plástico, la función de fluencia ecuación (3.4), describe la deformación volumétrica irreversible en la compresión primaria, y forma una superficie del contorno de fluencia. Para el modelo del estado de falla es usada una función de fluencia

Mohr-Coulomb con plasticidad perfecta. Esta función de fluencia es representada por una línea recta en el plano $p'-q$ como se muestra en la Figura 3-2. La pendiente de la línea de falla es menor a la pendiente M .

El contorno total de fluencia, como se muestra en líneas negras en la Figura 3-2, es el límite del área de esfuerzos elásticos. La línea de falla es fija pero la superficie puede incrementarse en la compresión primaria. Las trayectorias de esfuerzo dentro de este límite sólo entregan incrementos de deformaciones elásticas, mientras que las trayectorias de tensión que tienden a cruzar el límite generalmente entregan ambos incrementos de deformación elásticos y plásticos.

Para los estados de tensión generales, el comportamiento plástico del modelo de suelo blando es definido con un total de seis funciones de fluencia, tres funciones de fluencia de compresión y tres funciones de fluencia de Mohr-Coulomb. El total del contorno de fluencia en el espacio de las tensiones principales, resultado de esas seis funciones de fluencia, se muestra en la Figura 3-3.

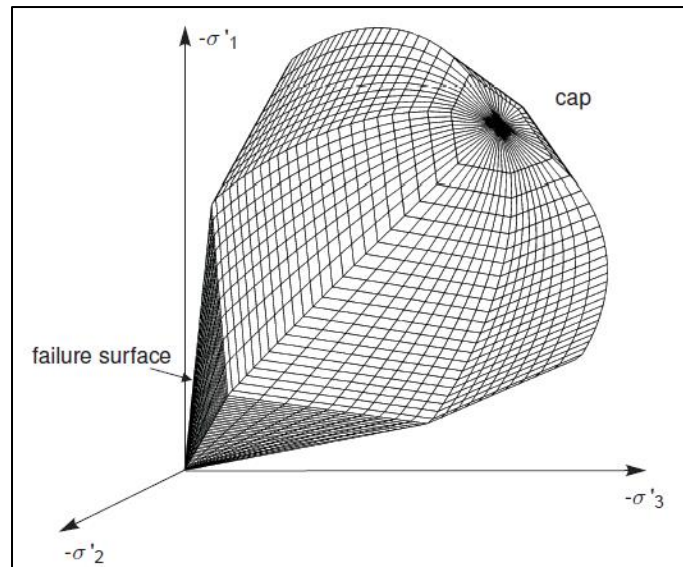


Figura 3-3: Representación completa del contorno de fluencia del modelo de suelo blando en el espacio de tensiones principales. Fuente: Referencia (17).

3.3.3.2.3 Parámetros del modelo

El modelo de suelo blando requiere las siguientes constantes:

Parámetros básicos:

λ^*	: Índice de compresión modificado	[-]
κ^*	: Índice de hinchamiento modificado	[-]
c	: Cohesión	[kN/m ²]
φ	: Angulo de fricción	[°]
ψ	: Angulo de dilatancia	[°]

Parámetros avanzados (utilizar la configuración predeterminada)

ν_{ur}	: Razón de Poisson para la descarga y la recarga	[-]
K_0^{nc}	: Coeficiente de esfuerzo lateral en el suelo normalmente consolidado	[-]
M	: Parámetro dependiente de K_0^{nc}	[-]

M es calculado automáticamente desde el coeficiente del empuje lateral de tierra, K_0^{nc} , por medio de la ecuación (3.9).

PLAXIS también permite ingresar parámetros de rigidez alternativos.

C_c	: Índice de compresión	[-]
C_s	: Índice de expansión	[-]
e_{int}	: Razón de vacío inicial	[-]

3.3.3.2.4 Índice de compresión modificado e índice de hinchamiento modificado

Estos parámetros pueden ser obtenidos desde un ensayo de compresión isotrópico incluyendo descarga isotrópica. Cuando se dibuja la curva logarítmica del esfuerzo efectivo como una función de la deformación volumétrica para materiales arcillosos, la curva puede ser aproximada mediante dos líneas rectas (ver Figura 3-4). La pendiente de la línea de la carga inicial entrega el índice de compresión modificado y la pendiente de la línea de descarga (o hinchamiento) entrega el índice de hinchamiento modificado.

Además del ensayo de compresión isotrópico estos parámetros pueden ser obtenidos del ensayo de compresión unidimensional. La relación con los parámetros internacionalmente normalizados de la compresión y la expansión unidimensional, C_c y C_s , es la siguiente:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1 + e)} \quad (3.7)$$

$$\kappa^* \approx \frac{2C_s}{2.3(1+e)} \quad (3.8)$$

Observaciones:

- La razón de vacíos, e , se asume constante. En la realidad la razón de vacíos cambia durante el ensayo de compresión, pero la diferencia es relativamente pequeña. Para la razón de vacíos puede ser usado el promedio durante el ensayo o sólo el valor inicial.
- La ecuación (3.8) indica no existe una relación exacta entre κ^* y el índice de expansión unidimensional, C_s , debido a que la razón horizontal y vertical de los esfuerzos cambia durante la descarga unidimensional. Para la aproximación es asumido el promedio de los estados de esfuerzos durante la descarga en un estado tensional isotrópico, es decir los esfuerzos horizontal y vertical son iguales.
- El factor 2.3 de la ecuación (3.7) es obtenido desde la razón entre el logaritmo con base 10 y el logaritmo natural.
- Los rangos de la razón λ^*/κ^* , en general, se encuentran entre 2,5 a 7.

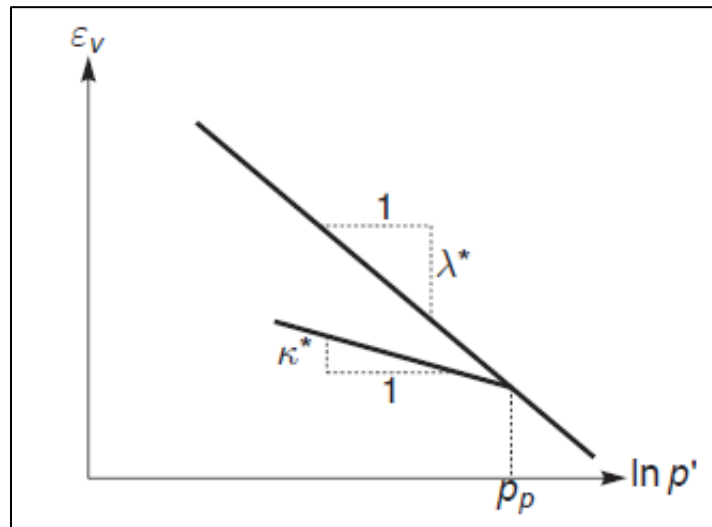


Figura 3-4: Relación logarítmica entre la deformación volumétrica y el esfuerzo efectivo.
Fuente: Referencia (17).

3.3.3.2.5 Parámetro K_0^{nc}

El parámetro M es automáticamente determinado en base al coeficiente de empuje lateral de tierra en condiciones de suelo normalmente consolidado, K_0^{nc} , según lo introducido por el usuario. La relación exacta entre M y K_0^{nc} , arroja (Brinkgreve, 1994, referencia (19)):

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{(1 + 2K_0^{nc})^2} + \frac{(1 - K_0^{nc})(1 - 2v_{ur})\left(\frac{\lambda^*}{\kappa^*} - 1\right)}{(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2v_{ur})\frac{\lambda^*}{\kappa^*} - (1 - K_0^{nc})(1 + v_{ur})}} \quad (3.9)$$

Como se aprecia en la ecuación (3.9), M también depende del coeficiente de Poisson y de la razón λ^*/κ^* .

Sin embargo, la influencia K_0^{nc} es dominante y la ecuación (3.9) puede ser aproximada como:

$$M \approx 3.0 - 2.8K_0^{nc} \quad (3.10)$$

3.4 “Mesh”(Mallado)

Cuando el proceso de modelado de la geometría está completo, uno puede proceder con el cálculo. Este consiste en la generación de la malla y la definición de las etapas constructivas.

La geometría del modelo debe ser dividida en elementos finitos para permitir el cálculo de elementos finitos. A una composición de elementos finitos se le llama malla. La malla es creada en el modo “Mesh”. La malla debe ser lo suficientemente fina para obtener resultados numéricos precisos. El programa PLAXIS 2D permite la generación automática del mallado de elementos finitos. La generación de la malla es basada en un robusto procedimiento de triangulación. El proceso de generación de la malla toma en cuenta la estratigrafía del suelo como también todos los objetos estructurales, cargas y condiciones de contorno.

3.5 “Staged Construction”(Etapas Constructivas)

En la práctica de la ingeniería los proyectos son divididos en etapas de proyecto. Similarmente, un proceso de cálculo en PLAXIS es también dividido en fases de cálculo. Un ejemplo de una etapa de cálculo es la activación de una carga en particular en un cierto tiempo, la simulación de una etapa constructiva, la introducción de un periodo de consolidación, el cálculo del factor de seguridad, etc.

Cada fase de cálculo generalmente es dividida en un numero de etapas de cálculo. Esto es necesario debido al comportamiento no lineal del suelo que requiere de cargas aplicadas en pequeñas proporciones. En la mayoría de los casos, de todos modos, es suficiente con especificar la situación que debe ser alcanzada al final de una fase de cálculo. Procedimientos robustos y automáticos en PLAXIS se preocupan de la subdivisión en apropiados pasos de cálculo.

Las etapas constructivas pueden ser definidas en los modos “Flow conditions” y “Staged conditions”. La primera fase de cálculo (“Initial phase”) es siempre un cálculo del campo de tensiones iniciales para la configuración de geometría inicial es decir carga gravitacional o el procedimiento *K0*. Luego de la fase inicial, las siguientes fases de cálculo deben ser definidas por el usuario.

3.5.1 Tipos de análisis

En el modo *Staged Construction* se definen qué tipo de cálculos se llevarán a cabo y que tipo de cargas o elementos deben de estar activados o no durante las fases de cálculo.

El subprograma de cálculo de PLAXIS se centra exclusivamente en los análisis de deformación y posee los siguientes tipos de cálculo:

- Plástico (“Plastic”)
- Análisis de consolidación (“Consolidation”)
- Análisis de seguridad (“Phi-c reduction”)
- Calculo dinámico (“Dynamic”)

Cabe destacar que el decaimiento de los excesos de presión de poros en el tiempo puede ser calculados usando un análisis de consolidación. Un análisis de consolidación requiere del coeficiente de permeabilidad en todos los estratos de suelo. Las condiciones de contorno pueden ser fijadas como abiertas o cerradas dependiendo de las condiciones del problema.

3.5.1.1 Generación de tensiones iniciales

Muchos problemas de análisis en la ingeniería geotécnica requieren la especificación de un conjunto de tensiones iniciales. Las tensiones en un cuerpo sólido son influenciadas por el peso del material y la historia de su deformación. Este estado de tensiones es usualmente caracterizado por un esfuerzo efectivo vertical inicial ($\sigma'_v, 0$). El esfuerzo efectivo horizontal inicial ($\sigma'_h, 0$) es relacionado con el esfuerzo efectivo vertical inicial por el coeficiente de presión lateral de tierra K_0 ($\sigma'_h, 0 = K_0 \sigma'_v, 0$).

En PLAXIS, las tensiones iniciales pueden ser generadas mediante el uso del procedimiento *K0* el cual toma en cuenta la historia de cargas del sólido o mediante el uso de carga gravitacional toma en cuenta el peso propio de la estructura del suelo.

3.5.1.2 Cálculo de consolidación

Un cálculo de consolidación es usualmente conducido cuando es necesario analizar el desarrollo y disipación del exceso de presión de poros en un sólido de tipo arcilloso saturado en función del tiempo. PLAXIS permite un verdadero análisis de consolidación elástico plástico. En general, un análisis de consolidación sin carga adicional es realizada después de un cálculo plástico sin drenar. También es posible aplicar cargas durante el análisis de consolidación. Sin embargo, se debe guardar cuidado cuando una situación de falla se aproxima, ya que el proceso iterativo puede no converger en tales situaciones.

Cabe desatacar que en PLAXIS, la presión de poros es dividida en presión de poros en estado estable y en exceso de presión de poros. La presión de poros en estado estable es generada de acuerdo con las condiciones de agua asignadas a cada capa de suelo para cada fase, donde el exceso de presión de poros es calculado como un resultado del comportamiento de un sólido no drenado o consolidación. Un cálculo de consolidación en PLAXIS solo afecta al exceso de presión de poros.

En el análisis de consolidación las siguientes opciones están disponibles:

- Consolidación y carga simultánea en el sentido de cambiar las combinaciones de carga, estados tensionales, peso, esfuerzo o rigidez de los elementos, mediante la modificación de la carga y la configuración geométrica por medio de las etapas constructivas. Es necesario especificar el valor del parámetro de intervalo de tiempo, el cual tiene en este caso el significado del periodo de consolidación total aplicado en la fase de cálculo actual. La carga se incrementa linealmente hasta el nivel especificado dentro del intervalo de tiempo.
- Consolidación sin carga adicional, hasta que todos los excesos de presión de poros hayan disminuido bajo cierto valor mínimo, especificado por medio del parámetro mínimo exceso de presión de poros. El valor especificado en un parámetro absoluto que aplica tanto a presiones como a esfuerzos de tensión. El parámetro de tiempo no aplica en este caso.
- Consolidación sin carga adicional, hasta un grado de consolidación deseado, especificado por el parámetro *P-stop* cuando es alcanzado. El parámetro de tiempo no aplica en este caso.

CAPÍTULO 4 APLICACIÓN DE PLAXIS EN PROBLEMA REAL

4.1 Introducción

El presente capítulo trata sobre el estudio de un problema real de ingeniería donde se requirió de un mejoramiento del drenaje horizontal y que formó parte del proyecto denominado “Acceso al Puerto de San Antonio, Puente Llolleo – Avenida La Playa” en San Antonio, región de Valparaíso.

El proyecto tiene por objetivo un plan de nueva vialidad para evitar que los camiones transiten por el centro de la ciudad y se sitúa en el enlace al sector Llolleo perteneciente a la Autopista del Sol, cuya concesionaria y responsable del proyecto en cuestión es la empresa de origen español OHL Obascón Huarte Lain.

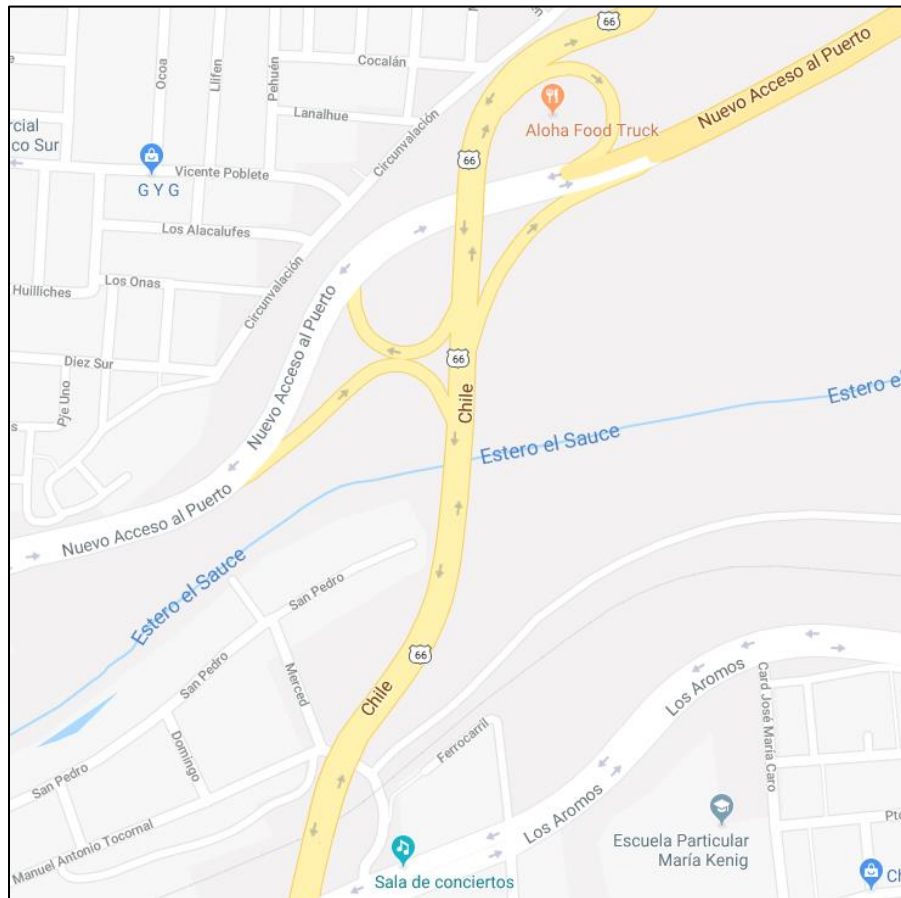


Figura 4-1: Ubicación del Proyecto Acceso al Puerto de San Antonio.
Fuente: Referencia (21).

Dentro de dicho proyecto se contempla la construcción del Puente Llolleo, avenida La Playa sobre el Estero El Sauce, ver Figura 4-2. Los accesos al puente se proyectaron por medio de la construcción de terraplenes con alturas que alcanzan los 7.00 metros aproximadamente sobre estratos de suelos compuestos por arcillas blandas en un espesor

de 10 metros a 15 metros aproximadamente, según el informe Geotécnico, referencia (20), luego los asentamientos por consolidación y el tiempo en que se desarrollarán son inadmisibles para los requerimientos del proyecto. Donde, en los estudios de mecánica de suelo se especifica un asentamiento promedio mínimo de 70 cm y un tiempo cercano a los 4 años hasta alcanzar el 90% de consolidación primaria considerando una altura de terraplén de 7 metros.



Figura 4-2: Área de estudio. Fuente: Referencia (21).

Por lo tanto, para acelerar el proceso de consolidación a un plazo adecuado se recurrió a sistemas de drenaje acelerado para suelos blandos. Luego, el diseño de drenes verticales propuesto por PILOTES TERRATEST contempla la ejecución de 2.353 unidades de mechas drenantes (“weak drain”) en un área de 9.601 m² con una separación igual a 2,25m y una distribución triangular, con lo que se espera alcanzar el 90% de consolidación primaria a los 6 meses una vez construido el terraplén. Este plazo fue definido conservadoramente para contemplar un margen de seguridad asociado a la incertidumbre en la estimación del coeficiente de consolidación. Referencia (20).

4.2 Exploración de Suelo

El estudio de suelo fue elaborado por las empresas Arcadis Geotécnica y Asíntota, referencia (20), dicho estudio contemplo una serie de sondajes, calicatas y ensayos de laboratorio.

Para el desarrollo del proyecto original se contó con los antecedentes proporcionados por 4 sondajes geotécnicos, denominados S-1, S-2, S-3 y S1-2.

Los sondajes S-1 y S1-2 se ubican en el área de influencia del estero Llolleo y en ellos se detectó la existencia de potentes estratos de arcillas plásticas, de mala calidad geotécnica, que se extienden hasta una profundidad variable, entre 11 y 18 m.

El sondaje S-2 se localiza en la zona donde el enlace se eleva para dejar paso a la línea de ferrocarril existente (cruce ferrocarril en calle Merced). En esta zona también se detecta la presencia de arcillas, pero a diferencia de los sondajes cerca del estero, la consistencia de estas arcillas es firme a muy firme y, además, presenta intercalaciones de arenas y gravillas densas.

El sondaje S-3 se dispone aguas abajo del eje del enlace Independencia, a un costado del estero Llolleo, sobre una duna existente. En este sondaje se detectaron estratos de arenas intercalados con arcillas plásticas. Las arenas presentan compacidades altas a muy altas y las arcillas, consistencias firmes a muy firmes.

Para el desarrollo de la presente memoria se cuenta con los siguientes antecedentes pertenecientes al proyecto original:

- Información estratigráfica de 3 sondajes geotécnicos S-1, S2 y S1-2, elaborados por las empresas Arcadis Geotécnica y Asíntota, referencia (20), que servirán de base para generar modelos en PLAXIS de cada sondaje para el estudio del problema real.
- 2 de ensayos de consolidación, pertenecientes a dos muestras tomadas a distintas profundidades, entregados en los informes de la empresa Pilotes Terratest, referencia (20), que servirán como valores de referencia para la generación de un análisis de sensibilidad de los parámetros de la arcilla.

4.2.1 Ensayos de consolidación

Se cuenta con dos valores de coeficiente de compresibilidad de dos muestras sometidas a ensayos de consolidación a distintas profundidades.

Tabla 4-1: Ensayos de Consolidación.

Muestra	Profundidad de la muestra	Coeficiente de compresibilidad
1	5,00 – 5,7	0,291
2	7,00 – 7,78	0,250
	Promedio	0,271

Fuente: Referencia (20).

Estos valores son considerados como información complementaria y no son utilizados como parámetros de entradas en ninguno de los modelos de sondajes destinados para el estudio del problema real, sin embargo, se incluyen en un análisis de sensibilidad que se describe más adelante.

4.2.2 Estratigrafía

La estratigrafía de los sondajes incluye: Espesor del horizonte, plasticidad, humedad, compacidad en el caso de suelos granularse, consistencia en el caso de suelos finos y descripción general. Esta información es la base para la generación de los datos de entrada de PLAXIS donde bajo criterios conservadores cada sondaje será modelado en forma independiente por medio de valores de referencia de suelos conocidos y correlaciones que se encuentran en la literatura.

Tabla 4-2: Estratigrafía Sondaje S1

Horizonte	Espesor	Plasticidad	Humedad	Compacidad	Consistencia	Descripción
1	5,6	Sin plasticidad	Media a alta	Muy densa	-	Arena algo limosa, de grano medio a fino
2	2,5	Media	Media	-	Muy firme	Limo algo arenoso
3	2,9	Media a alta	Media	-	Blanda a media	Arcilla limosa, presenta estratos de arena y arcilla
4	5,35	Media	Media a alta	-	Blanda a media	Limo arcilloso, presenta olor orgánico, conchuelas y trozos de madera dispersos
5	1,15	Sin plasticidad	Media a alta	baja	-	Arena limosa, de grano fino

Fuente: Referencia (20).

Tabla 4-3: Estratigrafía Sondaje S2

Horizonte	Espesor	Plasticidad	Humedad	Compacidad	Consistencia	Descripción
1	8,95	Sin plasticidad	Media	Densa a muy densa	-	Arena limosa de grano medio a fino
2	1,4	Media a baja	Media a baja	-	Firme	Limo algo arcilloso
3	0,15	Sin plasticidad	Media	Media	-	Arena limosa de grano fino
4	1,85	Media	Media a baja	-	Firme	Limo algo arcilloso
5	1,05	Media	Media	-	Media	Limo algo arenoso de grano fino, presenta olor orgánico
6	1	Media	Media	-	Media	Limo arcilloso, presenta olor orgánico
7	2,45	Media a baja	Media	-	Firme	Limo algo arenoso de grano fino

Fuente: Referencia (20).

Tabla 4-4: Estratigrafía Sondaje S1-2.

Horizonte	Espesor	Plasticidad	Humedad	Compacidad	Consistencia	Descripción
1	0,3	Sin plasticidad	Baja a media	Media		Relleno de grava areno limosa, pétreos subredondeados con tamaño máximo de 3"
2	0,75	Media a alta	Baja	-	Muy firme	Arcilla arenosa. Estructura densa. Terreno Natural
3	1,05	Media	Alta	-	Firme	Arcilla arenosa algo limosa
4	0,85	Alta	Alta	-	Firme	Arcilla arenosa
5	1,25	Alta	Alta	-	Firme	Arcilla arenosa. Estructura densa.
6	0,9	Media a baja	Alta	Media	-	Arena fina y arcilla. Estructura homogénea.
7	3,35	Sin plasticidad	Alta	Muy densa	-	Arena fina algo limosa. Estructura simple granular.
8	0,6	Sin plasticidad	Alta	Muy densa	-	Arena fina limosa. Estructura homogénea.
9	1	Sin plasticidad	Alta	Densa	-	Arena fina algo limosa. Estructura homogénea.

Fuente: Referencia (20).

4.3 Modelado en PLAXIS 2D

A continuación, se describen los pasos y criterios adoptados en el modelado mediante elementos finitos de PLAXIS 2D.

4.3.1 Configuración general

Se define un modelo plano ("Plane Strain") de elementos de 15 nodos y se fijan las unidades de distancia en metros, de fuerza en kN y de tiempo en días.

4.3.2 Configuración geométrica

En base a los antecedentes del proyecto original se ha definido la geometría que se presenta en la Figura 4-3. Hay que mencionar que el problema es simétrico y todos los modelos consideran la geometría del lado derecho desde el eje de simetría. Además, se ha utilizado un mallado medio.

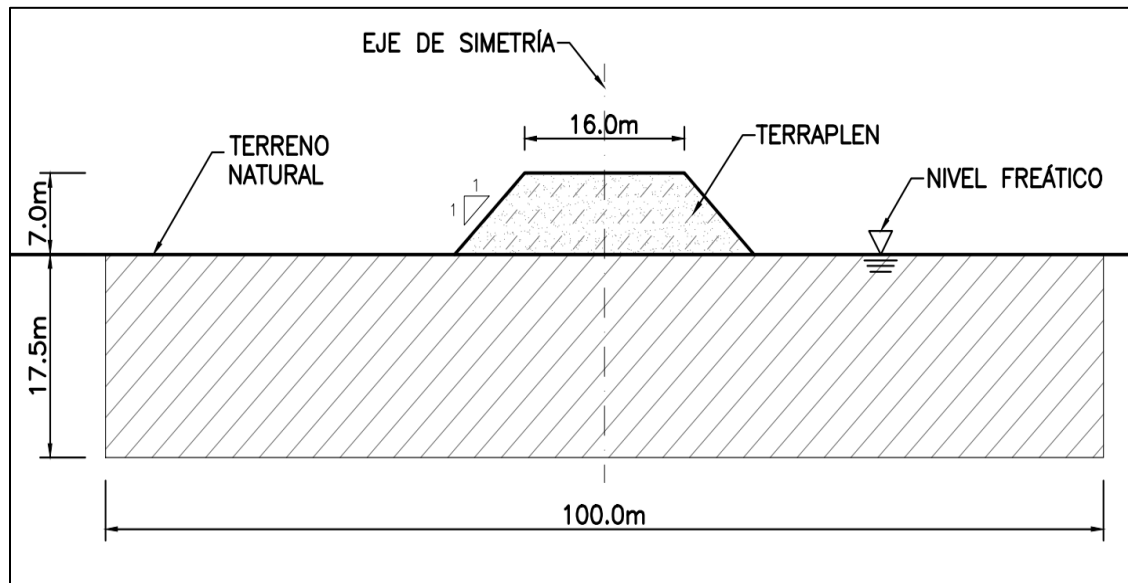


Figura 4-3: Geometría Base. Fuente: Elaboración Propia.

4.3.3 Modelos generados

Utilizando la configuración geométrica definida se generan los modelos necesarios para realizar un análisis de sensibilidad y, por otra parte, para modelar el problema en estudio como se muestra en el siguiente diagrama de bloques en la Figura 4-4.

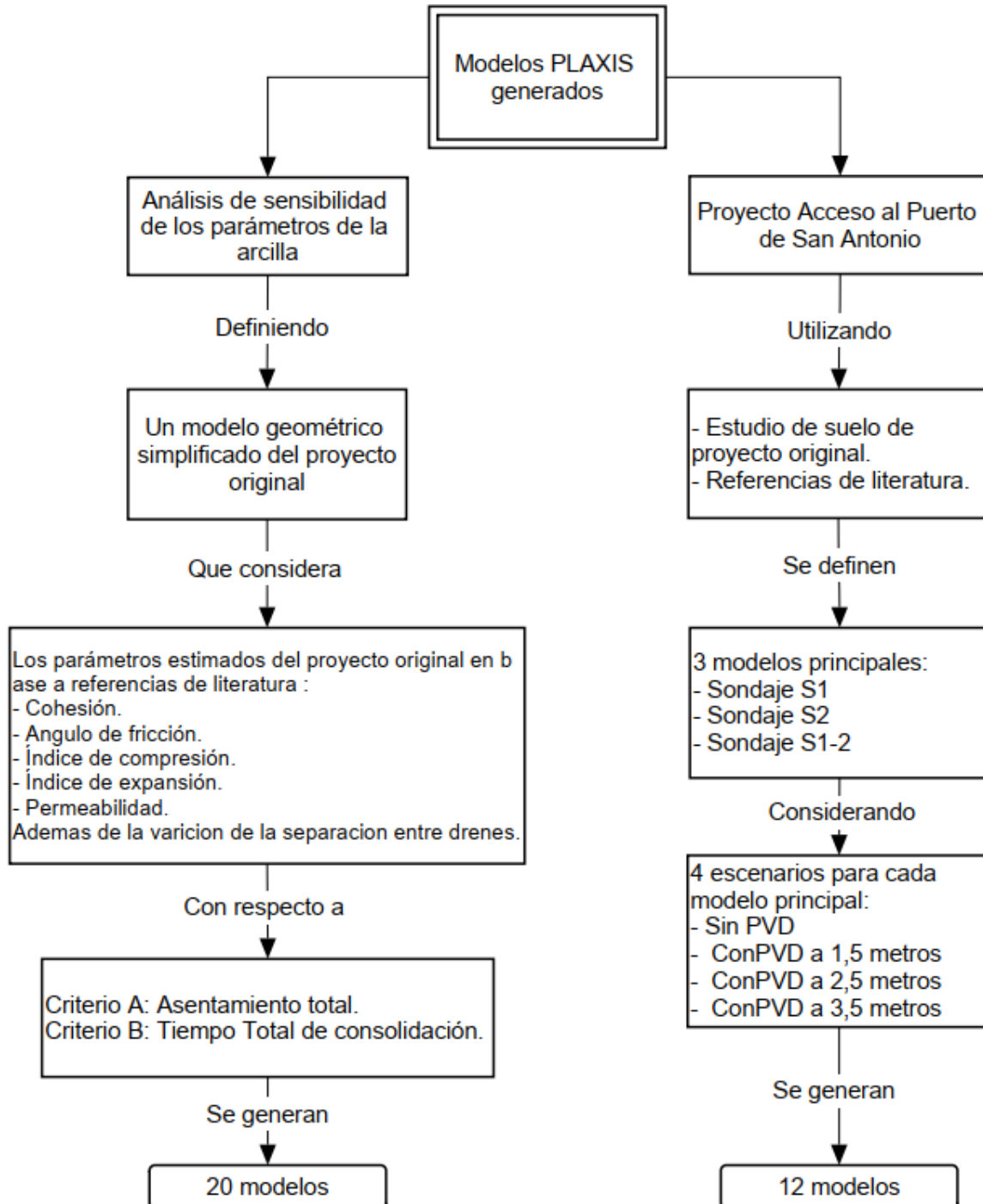


Figura 4-4: Diagrama de bloques de modelos generados. Fuente: Elaboración propia.

4.3.4 Sondajes modelados

Utilizando la información estratigráfica del estudio de suelos del proyecto original e información de referencia de suelos conocidos, referencia (22), se han clasificado por medio del sistema unificado de clasificación de suelos (USCS) cada uno de los estratos para cada

uno de los tres sondajes. Esto permite asignar valores referenciales a las propiedades del suelo en base a la clasificación USCS.

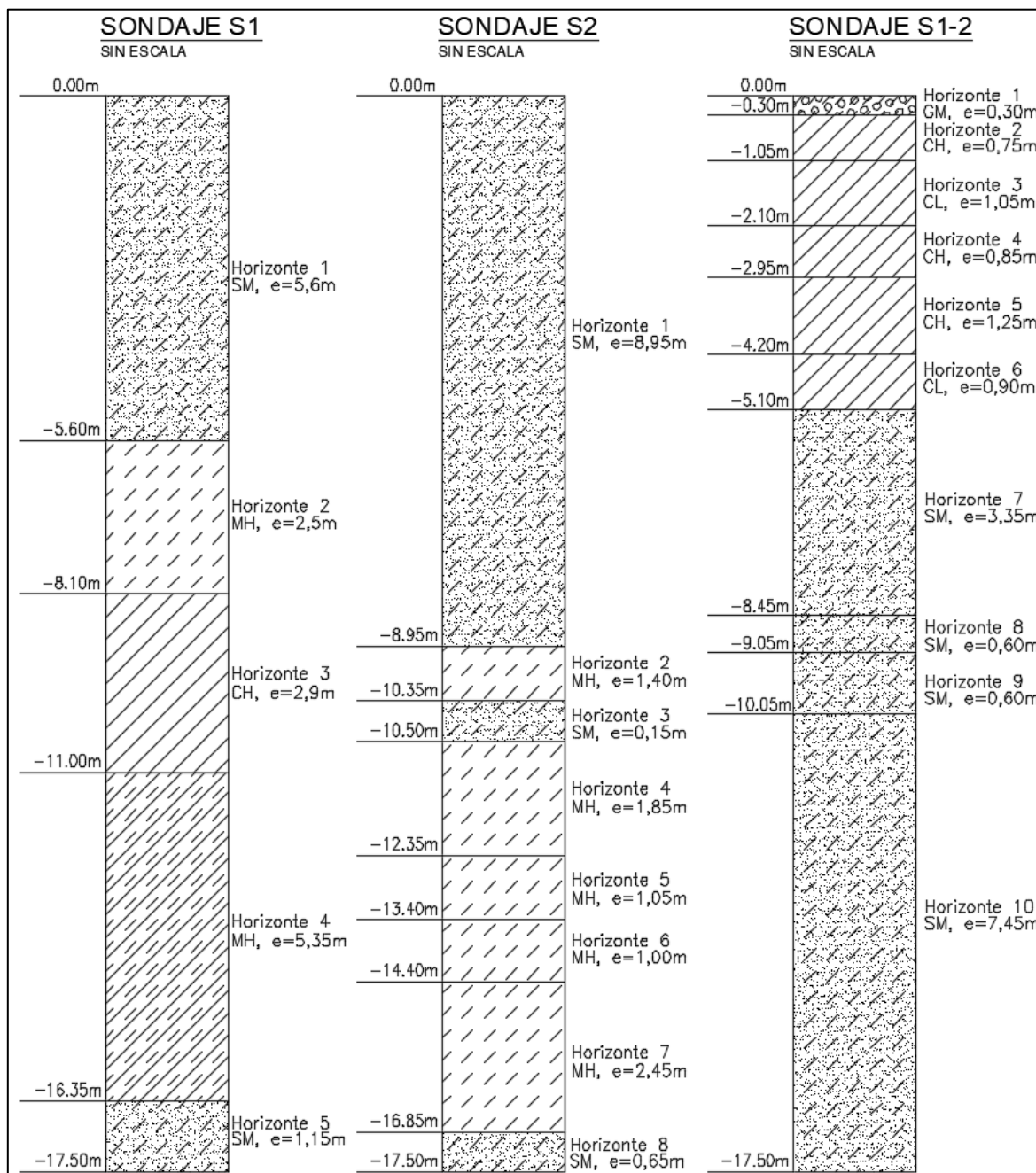


Figura 4-5: Sondajes y clasificación de suelos (USCS). Fuente: Elaboración propia.

Se debe indicar que inicialmente las estratigrafías son de distintas profundidades, sin embargo, para establecer puntos de comparación en los sondajes S2 y S1-2 se ha completado la profundidad a 17,5 metros tomando como referencia el sondaje S1 y su horizonte 5.

4.3.4.1 Parámetros de suelo

Teniendo en cuenta los sondeos S1, S2 y S1-2 clasificados según el sistema USCS y en conjunto con valores de referencia de suelos conocidos, referencia (22), se definieron las propiedades de cada estrato que se muestran a continuación.

- Peso unitario
- Cohesión
- Angulo de fricción
- Módulo de Young
- Coeficiente de permeabilidad

A su vez, en base a la plasticidad descrita en la estratigrafía y a las propiedades plásticas de suelos conocidos se asigna el índice de plasticidad, referencia (23). Luego el índice de compresión (C_c) y el índice de expansión (C_s) se encuentran relacionados empíricamente con el índice de plasticidad según las siguientes correlaciones presentadas por Kulhawy y Meyne (1900), referencia (24):

$$C_c \approx \frac{PI}{74}; C_s \approx \frac{PI}{370} \quad (4.1)$$

Tabla 4-5: Calculo de índices de consolidación y re-compresión - Sondaje S1.

Horizonte	USCS	Plasticidad	IP	C_c	C_s
1	SM	Sin plasticidad	0	-	-
2	MH	Media	15	0,203	0,041
3	CH	Media a alta	20	0,270	0,054
4	MH-OH	Media	15	0,203	0,041
5	SM	Sin plasticidad	0	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4-6: Calculo de índices de consolidación y re-compresión - Sondaje S2.

Horizonte	USCS	Plasticidad	IP	C_c	C_s
1	SM	Sin plasticidad	0	-	-
2	MH	Media a baja	10	0,135	0,027
3	SM	Sin plasticidad	0	-	-
4	MH	Media	15	0,203	0,041
5	MH-OH	Media	15	0,203	0,041
6	MH-OH	Media	15	0,203	0,041
7	MH	Media a baja	10	0,135	0,027
8	SM	Sin plasticidad	0	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4-7: Cálculo de índices de consolidación y expansión - Sondaje S1-2.

Horizonte	USCS	Plasticidad	IP	C_c	C_s
1	GM	Sin plasticidad	0	-	-
2	CH	Media a alta	20	0,270	0,054
3	CL	Media	15	0,203	0,041
4	CH	Alta	25	0,338	0,068
5	CH	Alta	25	0,338	0,068
6	CL	Media a baja	10	0,135	0,027
7	SM	Sin plasticidad	0	-	-
8	SM	Sin plasticidad	0	-	-
9	SM	Sin plasticidad	0	-	-
10	SM	Sin plasticidad	0	-	-

Fuente: Elaboración Propia.

Por último, la razón de vacíos inicial se ha definido igual a 1,52 obtenida del promedio de las probetas inalteradas elaboradas para el estudio de suelos del proyecto original, referencia (20).

4.3.4.2 Resumen de parámetros de suelo adoptados

La caracterización de los parámetros de suelo de los sondeos S1, S2 y S1-2 se muestra a continuación en las Tabla 4-8, Tabla 4-9 y Tabla 4-10.

Tabla 4-8: Parámetros de suelo adoptados para el sondaje S1.

SONDAJE S1			Terraplén	Estrato				
				1	2	3	4	5
Espesor				5,6	2,5	2,9	5,35	1,15
Clasificación USCS				SM	MH	CH	MH-OH	SM
Modelo de material			Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Soft soil	Soft soil	Soft soil	Mohr-Coulomb
Tipo de comportamiento del material			Drenado	No drenado	No drenado	No drenado	No drenado	No drenado
Parámetros	Nombre	Unidad	Parámetros					
Peso específico no saturado	γ_{unsat}	kN/m ³	17,3	17,3	11,0	11,8	11,0	17,3
Peso específico saturado	γ_{sat}	kN/m ³	19,0	19,0	12,1	13,0	12,1	19,0
Razón de vacíos inicial	$e_{inicial}$	-	-	-	1,52	1,52	1,52	-
Módulo de Young	E_{ref}	kN/m ²	5000	35000	-	-	-	35000
Razón de Poisson	ν	-	0,3	0,3	-	-	-	0,3
Índice de compresión	C_c	-	-	-	0,203	0,270	0,203	-
Índice de expansión	C_s	-	-	-	0,041	0,054	0,041	-
Cohesión	c	kN/m ²	1	20	20	11	20	20
Angulo de fricción	φ	°	38	34	25	19	25	34
Angulo de dilatancia	ψ	°	8	4	0	0	0	4
Permeabilidad horizontal	k_x	m/día	4,32E-01	2,59E-02	2,59E-04	4,32E-05	2,59E-04	2,59E-02
Permeabilidad vertical	k_y	m/día	4,32E-01	2,59E-02	2,59E-04	4,32E-05	2,59E-04	2,59E-02
Condiciones iniciales								
Determinación de k0	-	-	Automático	Automático	Automático	Automático	Automático	Automático
Razón de sobreconsolidación	OCR	-	N/A	1,0	1,0	1,0	1,0	N/A
Presión previa a la sobrecarga	POP	kN/m2	N/A	0,0	0,0	0,0	0,0	N/A

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4-9: Parámetros de suelo adoptados para el sondaje S2.

SONDAJE S2			Terraplén	Estrato				
				1	2	3	4	5
Espesor				8,95	1,4	0,15	1,85	1,05
Clasificación USCS			SM	MH	SM	MH	MH-OH	
Modelo de material			Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Soft soil	Mohr-Coulomb	Soft soil	Soft soil
Tipo de comportamiento del material			Drenado	No drenado	No drenado	No drenado	No drenado	No drenado
Parámetros	Nombre	Unidad	Parámetros					
Peso específico no saturado	γ_{unsat}	kN/m ³	17,3	17,3	11,0	17,3	11,0	11,0
Peso específico saturado	γ_{sat}	kN/m ³	19,0	19,0	12,1	19,0	12,1	12,1
Razón de vacíos inicial	$e_{inicial}$	-	-	-	1,52	-	1,52	1,52
Módulo de Young	E_{ref}	kN/m ²	5000	35000	-	35000	-	-
Razón de Poisson	ν	-	0,3	0,3	-	0,3	-	-
Índice de compresión	C_c	-	-	-	0,135	-	0,203	0,203
Índice de expansión	C_s	-	-	-	0,027	-	0,041	0,041
Cohesión	c	kN/m ²	1	20	20	20	20	20
Angulo de fricción	φ	°	38	34	25	34	25	25
Angulo de dilatancia	ψ	°	8	4	0	4	0	0
Permeabilidad horizontal	k_x	m/día	4,32E-01	2,59E-02	2,59E-04	2,59E-02	2,59E-04	2,59E-04
Permeabilidad vertical	k_y	m/día	4,32E-01	2,59E-02	2,59E-04	2,59E-02	2,59E-04	2,59E-04
Condiciones iniciales								
Determinación de k0	-	-	Automático	Automático	Automático	Automático	Automático	Automático
Razón de sobreconsolidación	OCR	-	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Presión previa a la sobrecarga	POP	kN/m2	N/A	N/A	0,0	N/A	0,0	0,0

Fuente: Elaboración Propia.

(Continuación Tabla 4-9) Parámetros de suelo adoptados para el sonduje S2.

SONDAJE S2			Estrato		
			6	7	8
Espesor			1	2,45	0,65
Clasificación USCS			MH-OH	MH	SM
Modelo de material			<i>Soft soil</i>	<i>Soft soil</i>	<i>Mohr-Coulomb</i>
Tipo de comportamiento del material			No drenado	No drenado	No drenado
Parámetros	Nombre	Unidad	Parámetros		
Peso específico no saturado	γ_{unsat}	kN/m ³	11,0	11,0	17,3
Peso específico saturado	γ_{sat}	kN/m ³	12,1	12,1	19,0
Razón de vacíos inicial	$e_{inicial}$	-	1,52	1,52	-
Módulo de Young	E_{ref}	kN/m ²	-	-	35000
Razón de Poisson	ν	-	-	-	0,3
Índice de compresión	C_c	-	0,203	0,135	-
Índice de expansión	C_s	-	0,041	0,027	-
Cohesión	c	kN/m ²	20	20	20
Angulo de fricción	ϕ	°	25	25	34
Angulo de dilatancia	ψ	°	0	0	4
Permeabilidad horizontal	k_x	m/día	2,59E-04	2,59E-04	2,59E-02
Permeabilidad vertical	k_y	m/día	2,59E-04	2,59E-04	2,59E-02
Condiciones iniciales					
Determinación de k_0	-	-	Automático	Automático	Automático
Razón de sobreconsolidación	OCR	-	1,0	1,0	1,0
Presión previa a la sobrecarga	POP	kN/m ²	0,0	0,0	N/A

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4-10: Parámetros de suelo adoptados para el sondaje S1-2.

SONDAJE S1-2			Terraplén	Estrato				
				1	2	3	4	5
Espesor				0,3	0,75	1,05	0,85	1,25
Clasificación USCS				GM	CH	CL	CH	CH
Modelo de material			Mohr-Coulomb	<i>Mohr-Coulomb</i>	<i>Soft soil</i>	<i>Soft soil</i>	<i>Soft soil</i>	<i>Soft soil</i>
Tipo de comportamiento del material			Drenado	No drenado	No drenado	No drenado	No drenado	No drenado
Parámetros	Nombre	Unidad	Parámetros					
Peso específico no saturado	γ_{unsat}	kN/m³	17,3	18,9	11,8	14,9	11,8	11,8
Peso específico saturado	γ_{sat}	kN/m³	19,0	20.79	13,0	16,4	13,0	13,0
Razón de vacíos inicial	$e_{inicial}$	-	-	-	1,52	1,52	1,52	1,52
Módulo de Young	E_{ref}	kN/m²	5000	50000	-	-	-	-
Razón de Poisson	ν	-	0,3	0,3	-	-	-	-
Índice de compresión	C_c	-	-	-	0,270	0,203	0,338	0,338
Índice de expansión	C_s	-	-	-	0,054	0,041	0,068	0,068
Cohesión	c	kN/m²	1	1	11	22	11	11
Angulo de fricción	φ	°	38	34	19	28	19	19
Angulo de dilatancia	ψ	°	8	4	0	0	0	0
Permeabilidad horizontal	k_x	m/día	4,32E-01	4,32E-04	4,32E-05	4,32E-05	4,32E-05	4,32E-05
Permeabilidad vertical	k_y	m/día	4,32E-01	4,32E-04	4,32E-05	4,32E-05	4,32E-05	4,32E-05
Condiciones iniciales								
Determinación de k0	-	-	Automático	Automático	Automático	Automático	Automático	Automático
Razón de sobreconsolidación	OCR	-	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Presión previa a la sobrecarga	POP	kN/m2	N/A	N/A	0,0	0,0	0,0	0,0

Fuente: Elaboración Propia.

(Continuación Tabla 4-9) Parámetros de suelo adoptados para el sondaje S1-2.

SONDAJE S1-2			Estrato				
			6	7	8	9	10
Espesor			0,9	3,35	0,6	1	7,45
clasificación USCS			CL	SM	SM	SM	SM
Modelo de material			<i>Soft soil</i>	<i>Mohr-Coulomb</i>	<i>Mohr-Coulomb</i>	<i>Mohr-Coulomb</i>	<i>Mohr-Coulomb</i>
Tipo de comportamiento del material			No drenado	No drenado	No drenado	No drenado	No drenado
Parámetros	Nombre	Unidad	Parámetros				
Peso específico no saturado	γ_{unsat}	kN/m ³	14,9	17,3	17,3	17,3	17,3
Peso específico saturado	γ_{sat}	kN/m ³	16,4	19,0	19,0	19,0	19,0
Razón de vacíos inicial	$e_{inicial}$	-	1,52	-	-	-	-
Módulo de Young	E_{ref}	kN/m ²	-	35000	35000	35000	35000
Razón de Poisson	ν	-	-	0,3	0,3	0,3	0,3
Índice de compresión	C_c	-	0,135	-	-	-	-
Índice de expansión	C_s	-	0,027	-	-	-	-
Cohesión	c	kN/m ²	22	20	20	20	20
Angulo de fricción	ϕ	°	28	34	34	34	34
Angulo de dilatancia	ψ	°	0	4	4	4	4
Permeabilidad horizontal	k_x	m/día	4,32E-05	2,59E-02	2,59E-02	2,59E-02	2,59E-02
Permeabilidad vertical	k_y	m/día	4,32E-05	2,59E-02	2,59E-02	2,59E-02	2,59E-02
Condiciones iniciales							
Determinación de k_0	-	-	Automático	Automático	Automático	Automático	Automático
Razón de sobreconsolidación	OCR	-	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Presión previa a la sobrecarga	POP	kN/m ²	0,0	N/A	N/A	N/A	N/A

Fuente: Elaboración Propia.

4.3.5 Condiciones Iniciales y de borde

Se establece el nivel freático en la superficie del terreno y se generan las presiones iniciales del agua.

Se utiliza el procedimiento K0 dispuesto por PLAXIS el cual genera los esfuerzos iniciales en base al coeficiente lateral K0, dicho proceso de cálculo es generado en la fase inicial de cálculo que PLAXIS que tiene por defecto y no considera sobreconsolidación en ninguno de los estratos debido a que una carga histórica superior a la que se está aplicando arrojaría asentamientos menores y menor tiempo de consolidación.

En relación con las condiciones de borde para el análisis de consolidación el contorno vertical izquierdo (eje de simetría) y el vertical derecho se definen cerrados para el flujo del agua y para la disipación de los excesos de presión de poros. El contorno de la superficie y el contorno inferior se definen abiertos para el flujo del agua y la disipación de excesos de presión de poros.

4.3.6 Fase de cálculo y etapas constructivas del terraplén

La fase de cálculo consta de la fase inicial más 28 fases constructivas, ver Tabla 4-11, la primera fase establecida por defecto por PLAXIS incluye el cálculo de las tensiones efectivas iniciales y las 28 fases constructivas corresponden a un cálculo de tipo análisis de consolidación, donde se considera una fase constructiva para cada capa del terraplén seguida por una fase de consolidación hasta completar la construcción para finalizar con la fase 28 que termina luego de que en todos lados se alcanza un mínimo de presión de poros igual a 1 kN/m^2 .

Por otro lado, para la construcción del terraplén se han considerado 14 capas de 50 cm como se muestra en la Figura 4-6 y 50 días de construcción.

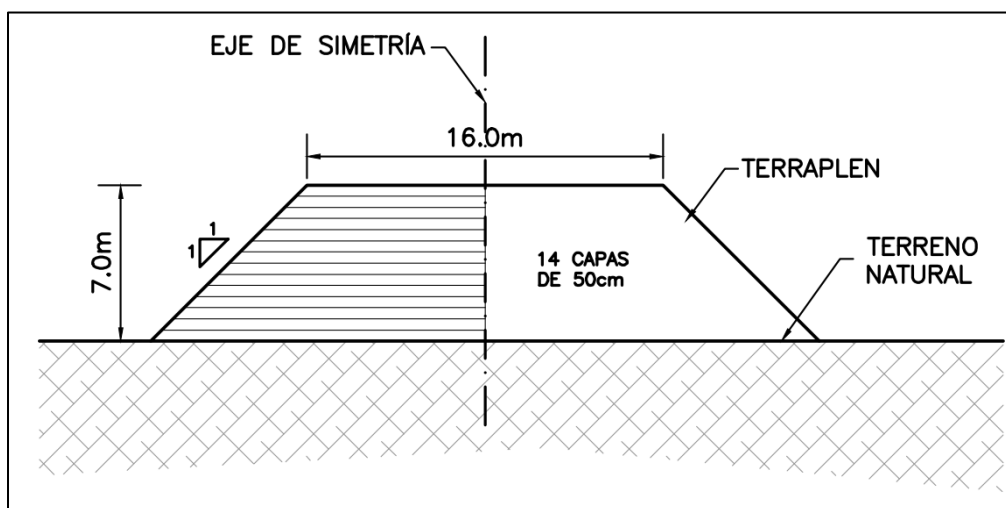


Figura 4-6: Geometría y capas de avance del terraplén. Fuente: Elaboración Propia.

Cabe destacar que las deformaciones son lo suficientemente grande y requieren el uso de las opciones de regeneración de malla y recalcu de las presiones de agua en estado estático antes de comenzar cada fase para obtener resultandos más precisos.

Tabla 4-11: Fase de cálculo de PLAXIS.

ase	Tipo de Calculo	Numero de capas de terraplén	Tiempo [días]	Tiempo Acumulado [días]
Fase inicial	Procedimiento K0	0	N/A	0
1	Análisis de consolidación	1	3	3
2	Análisis de consolidación	-	1	4
3	Análisis de consolidación	2	3	7
4	Análisis de consolidación	-	1	8
5	Análisis de consolidación	3	3	11
6	Análisis de consolidación	-	1	12
7	Análisis de consolidación	4	3	15
8	Análisis de consolidación	-	1	16
9	Análisis de consolidación	5	3	19
10	Análisis de consolidación	-	1	20
11	Análisis de consolidación	6	3	23
12	Análisis de consolidación	-	1	24
13	Análisis de consolidación	7	3	27
14	Análisis de consolidación	-	1	28
15	Análisis de consolidación	8	3	31
16	Análisis de consolidación	-	1	32
17	Análisis de consolidación	9	3	35
18	Análisis de consolidación	-	1	36
19	Análisis de consolidación	10	2	38
20	Análisis de consolidación	-	1	39
21	Análisis de consolidación	11	2	41
22	Análisis de consolidación	-	1	42
23	Análisis de consolidación	12	2	44
24	Análisis de consolidación	-	1	45
25	Análisis de consolidación	13	2	47
26	Análisis de consolidación	-	1	48
27	Análisis de consolidación	14	2	50
28	Análisis de consolidación	14	Depende de cada modelo	Depende de cada modelo

Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS Y ANÁLISIS

5.1 Introducción

En esta sección se desarrolla en primer lugar un análisis de sensibilidad para identificar los parámetros más influyentes en el proceso de consolidación primaria de los suelos finos, luego un análisis de sensibilidad con mechas drenantes focalizado en la variación de los parámetros más dominantes y por último se exponen los resultados y análisis del problema real en estudio.

5.2 Análisis de Sensibilidad

Utilizando un modelo geométrico simplificado del problema en estudio, como se muestra en la Figura 5-1 y considerando la variación de parámetros que se presenta en la Tabla 5-1, que contiene valores referenciales de literatura para suelo fino, referencia (22), se genera un análisis de sensibilidad que se presenta a continuación.

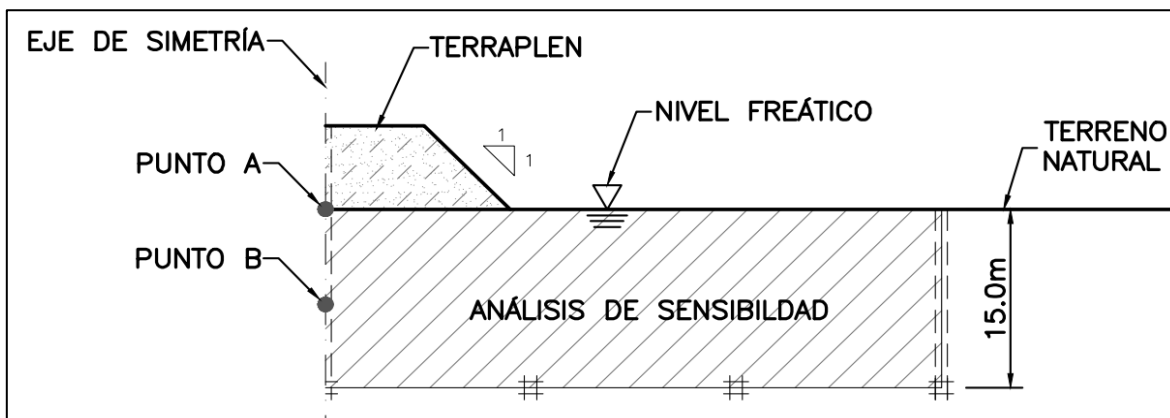


Figura 5-1: Geometría de modelo para análisis de sensibilidad. Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5-1: Matriz de sensibilidad. Fuente: Elaboración Propia.

Modelo	Cohesión [kN/mm ²]	Angulo de fricción [°]	Índice de compresión	Índice de expansión	Permeabilidad ($k_h=k_v$) [m/día]
AS1	11	25	0,270	0,054	2,59E-04
AS2	9	25	0,270	0,054	2,59E-04
AS3	22	25	0,270	0,054	2,59E-04
AS4	11	19	0,270	0,054	2,59E-04
AS5	11	32	0,270	0,054	2,59E-04
AS6	11	25	0,068	0,054	2,59E-04
AS7	11	25	0,473	0,054	2,59E-04
AS8	11	25	0,270	0,014	2,59E-04
AS9	11	25	0,270	0,095	2,59E-04
AS10	11	25	0,270	0,054	4,32E-05
AS11	11	25	0,270	0,054	4,32E-03

Cabe indicar que el modelo AS1 corresponde al modelo de referencia y en él se ha incluido el valor del índice de compresión obtenido del estudio de suelo del proyecto original.

5.2.1 Cohesión (c)

El Gráfico 5-1 muestra el asentamiento total en el punto A como función del tiempo, donde se observa que la cohesión es inversamente proporcional al asentamiento con variaciones más notorias a medida que crece la cohesión.

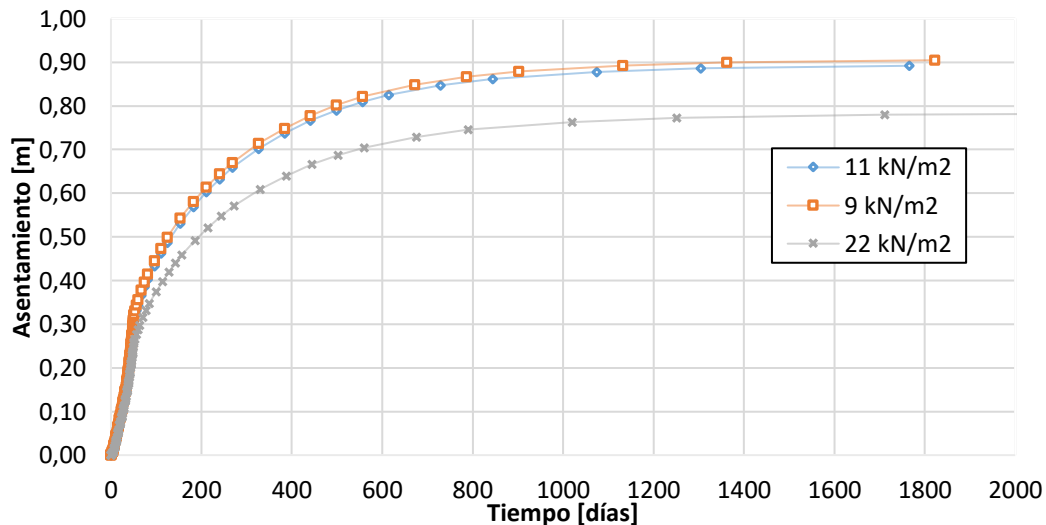


Gráfico 5-1: Asentamiento en el punto A v/s Tiempo variando la cohesión.

El Gráfico 5-2 muestra el exceso de presión de poros en el punto B como función del tiempo donde se puede ver que para los 3 valores del ángulo de fricción no existe gran diferencia en los máximos valores alcanzados y tampoco existe gran diferencia en el decrecimiento del exceso de presión de poros cuando el proceso de consolidación comienza.

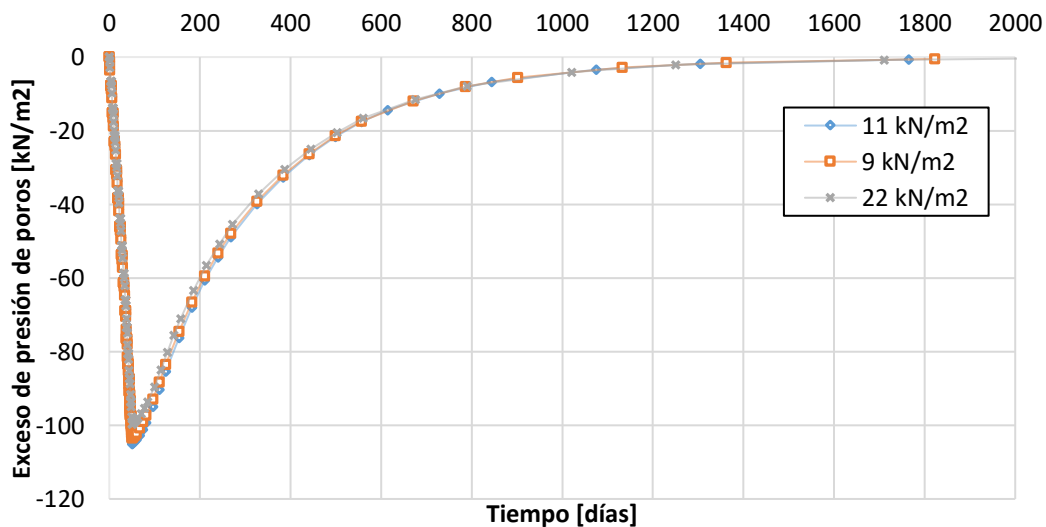


Gráfico 5-2: Excesos de presión de poros en el punto B v/s tiempo variando la cohesión.

5.2.2 Ángulo de fricción (φ)

En el Gráfico 5-3 se presenta el asentamiento total en el punto A como función del tiempo y se observa que el ángulo de fricción es inversamente proporcional al asentamiento.

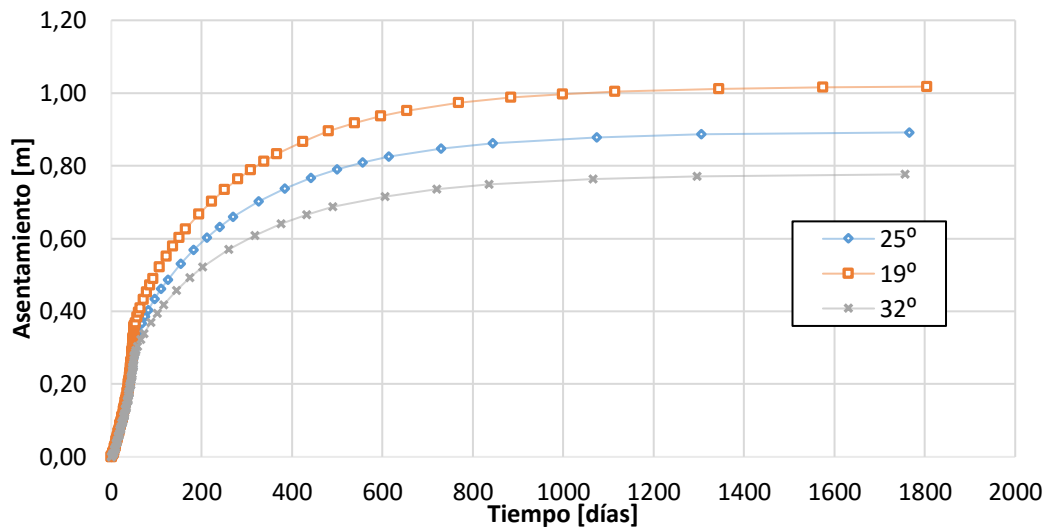


Gráfico 5-3: Asentamiento en el punto A v/s Tiempo variando el ángulo de fricción.

En el Gráfico 5-4 se puede ver que al igual que para el caso de la cohesión no existe una influencia significativa en los máximos valores de exceso de presión de poros ni en el decrecimiento cuando el proceso de consolidación comienza.

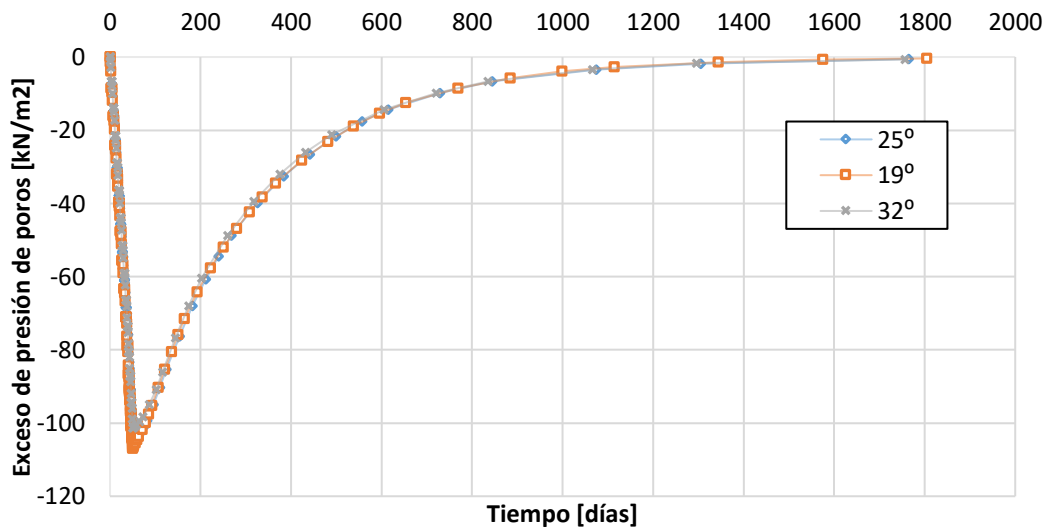


Gráfico 5-4: Excesos de presión de poros en el punto B v/s tiempo variando el ángulo de fricción.

5.2.3 Índice de compresión (C_c)

El Gráfico 5-5 muestra que el índice de compresión es directamente proporcional al asentamiento, observándose que para un índice de compresión alto (muy alta plasticidad) y que para un índice de compresión bajo (baja plasticidad) con respecto al valor de referencia (mediana plasticidad) el asentamiento supera los 50 cm de diferencia en ambos casos, por lo tanto, la plasticidad tiene influencia considerable en el asentamiento.

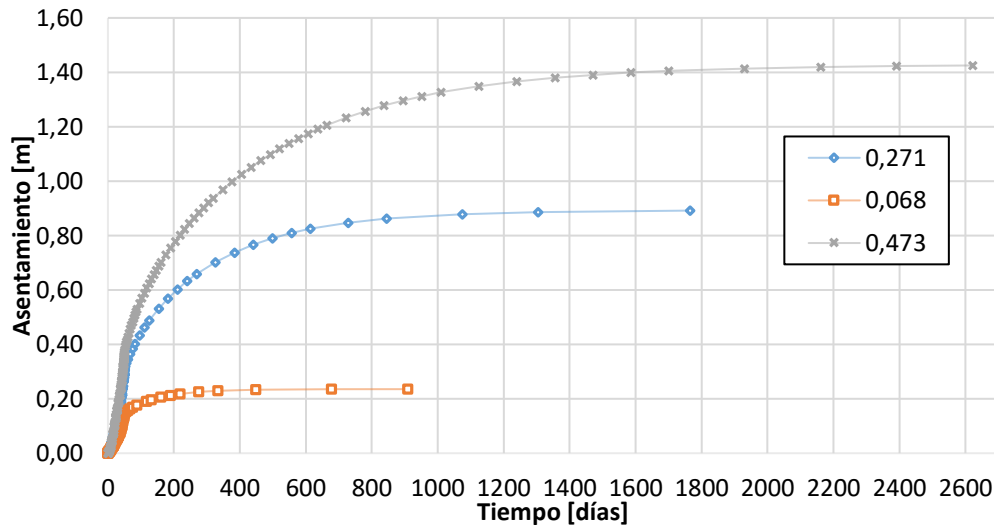


Gráfico 5-5: Asentamiento en el punto A v/s Tiempo variando C_c .

Con respecto al desarrollo del exceso de presión de poros, como se muestra en el Gráfico 5-6, el índice de compresión es directamente proporcional al máximo valor alcanzado de excesos de presión de poros e inversamente proporcional al decrecimiento, indicando también que existe gran influencia del índice de compresión sobre el desarrollo de los excesos de presión de poros en el tiempo.

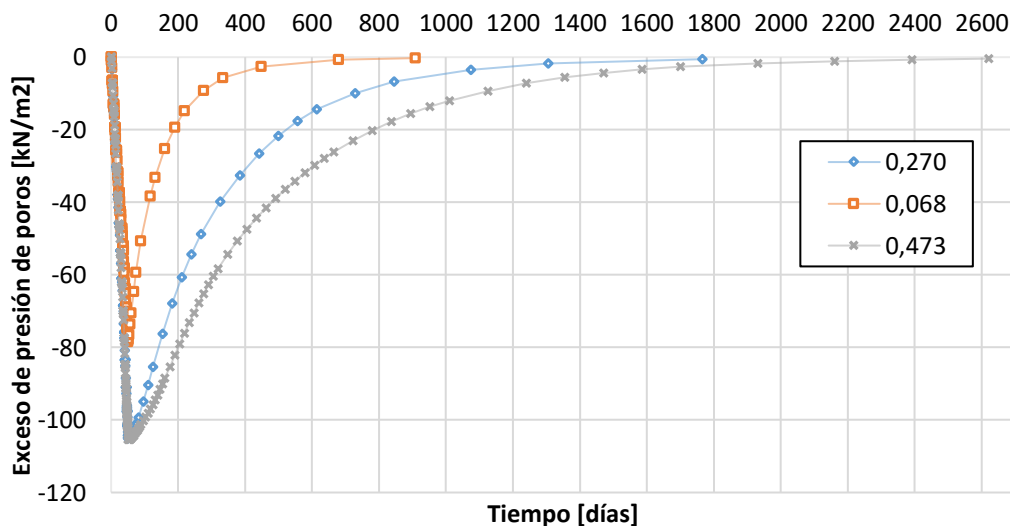


Gráfico 5-6: Excesos de presión de poros en el punto B v/s tiempo variando C_c .

5.2.4 Índice de expansión (C_s)

En relación con el índice de expansión se puede ver en el Gráfico 5-7 que no existe una diferencia considerable en el asentamiento.

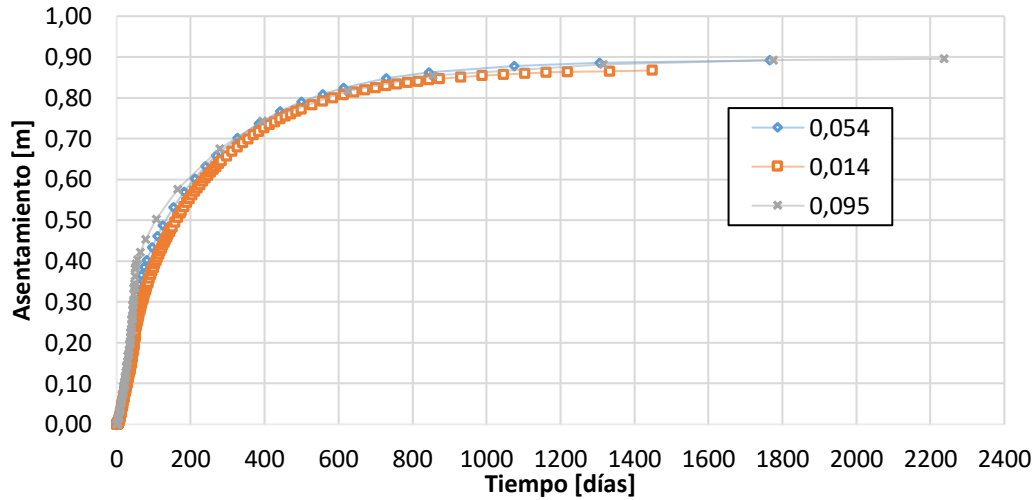


Gráfico 5-7: Asentamiento en el punto A v/s Tiempo variando C_s .

Por otro lado, en el Gráfico 5-8 se aprecia que tampoco existe una diferencia significativa del índice de expansión sobre los excesos de presión de poros.

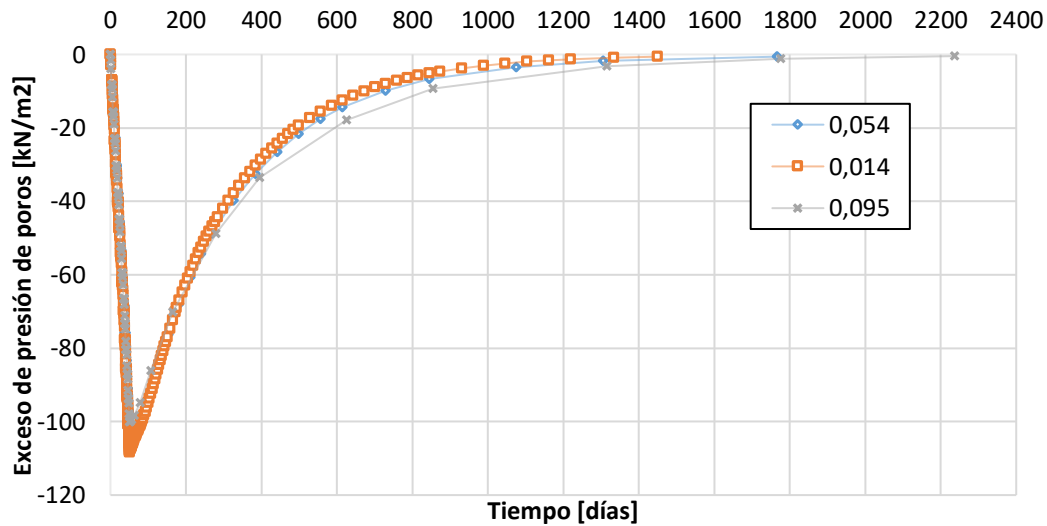


Gráfico 5-8: Excesos de presión de poros en el punto B v/s tiempo variando C_s .

5.2.5 Permeabilidad ($kh=k_v$)

Por último, en el Gráfico 5-9 se observa que la permeabilidad es inversamente proporcional al tiempo de consolidación, donde para una permeabilidad de 10^{-3} [m/día] (suelo compuesto principalmente por limo) el proceso de consolidación finaliza a los 136 días y para una permeabilidad de 10^{-5} [m/día] (suelo compuesto por arcilla) la consolidación se extiende hasta los 13276 días, además se aprecia gran influencia de la permeabilidad sobre el tiempo de consolidación. En relación con el asentamiento final la influencia de la permeabilidad es menos significativa puesto que las variaciones no superan los 10 cm.

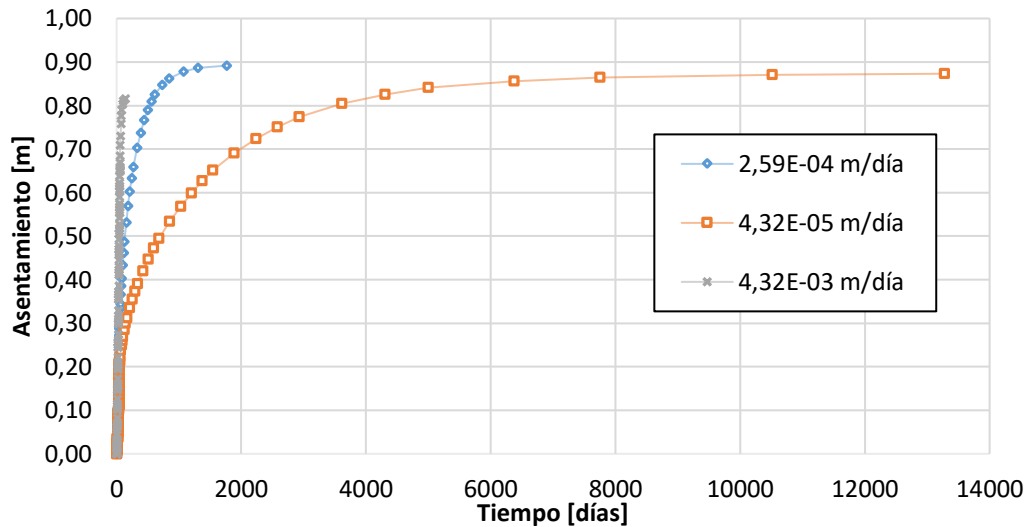


Gráfico 5-9: Asentamiento en el punto A v/s Tiempo variando la permeabilidad.

Luego el Gráfico 5-10 muestra que la permeabilidad es directamente proporcional a la disipación de los excesos de presión de poros con una influencia significativa dadas las variaciones considerables en el decrecimiento.

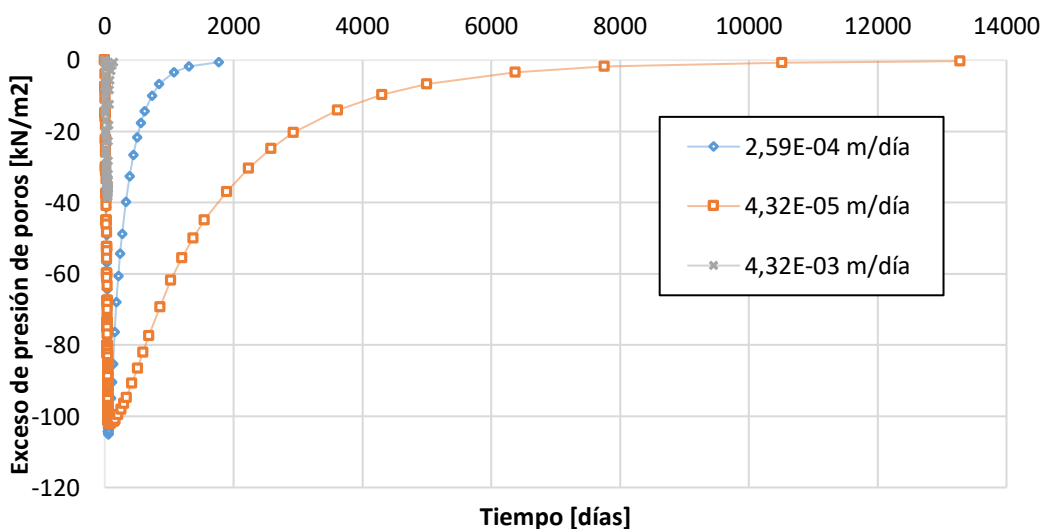


Gráfico 5-10: Excesos de presión de poros en el punto B v/s tiempo variando k.

5.2.6 Sensibilidad relativa total

Para permitir cuantificar la sensibilidad se ha utilizado el método descrito en el Manual Científico de PLAXIS, referencia (25), que permite distinguir cuales son los parámetros con la influencia más significativa con respecto a un criterio determinado propio del problema en estudio. Para este caso se han definido los siguientes criterios.

- Criterio A: Asentamiento total en el punto A
- Criterio B: Tiempo total hasta finalizado el proceso de consolidación primaria.

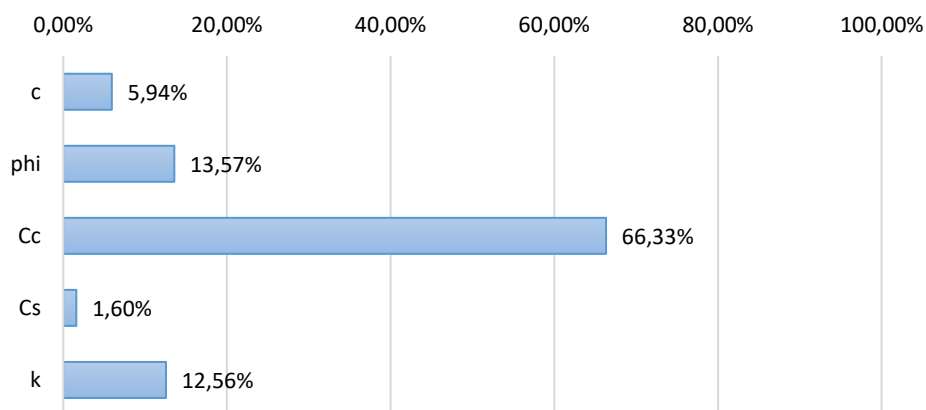


Gráfico 5-11: Sensibilidad relativa total para Criterio A. Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto, observando el Gráfico 5-11 se aprecia que los parámetros que más influyen en el asentamiento total corresponden de mayor a menor influencia a: el índice de compresión el ángulo de fricción y la permeabilidad.

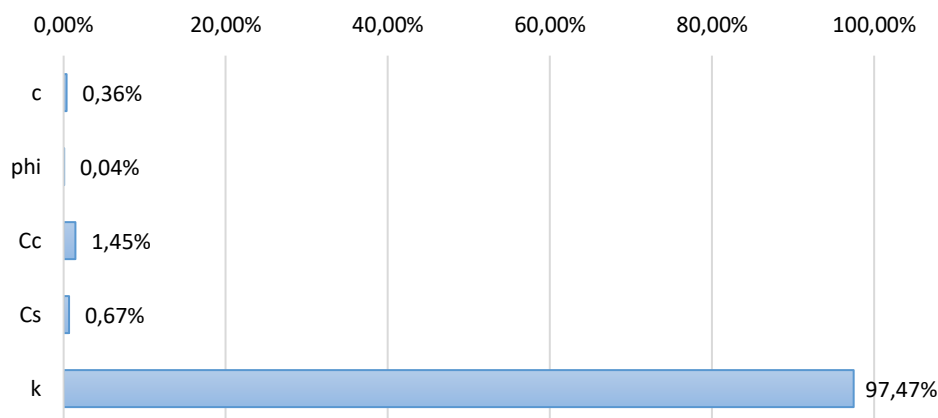


Gráfico 5-12: Sensibilidad relativa total para Criterio B. Fuente: Elaboración Propia.

Por otro lado, observando el Gráfico 5-12 se tiene que la permeabilidad es por mucho más el parámetro de mayor influencia en el tiempo que toma el proceso de consolidación en finalizar, ocupando un alto porcentaje dadas las altas variaciones de los resultados con respecto a los resultados de los otros parámetros.

5.3 Análisis de sensibilidad con mechas drenantes

Este último análisis de sensibilidad se enfoca en la variación de la distancia entre mechas drenantes y en la variación de los parámetros más influyentes (índice de consolidación y permeabilidad en los dos sentidos) presentados en el ítem 5.2.6 *Sensibilidad relativa total*. El análisis se basa en el modelo de la Figura 5-1 y los resultados se obtienen en el punto A de la misma figura. Cabe mencionar que el análisis contiene los mismos valores referenciales de literatura para suelo fino, referencia (22), usados en el análisis de sensibilidad del ítem anterior.

El Gráfico 5-13 muestra el efecto de la variación de parámetros en el grado de consolidación, donde se nota que el mayor efecto es debido a la permeabilidad en dirección horizontal (k_h), al distanciamiento entre mechas (D) y al índice de consolidación (C_c). La Tabla 5-2 muestra la matriz de sensibilidad y el efecto sobre t_{90} observándose que la permeabilidad horizontal es el parámetro dominante.

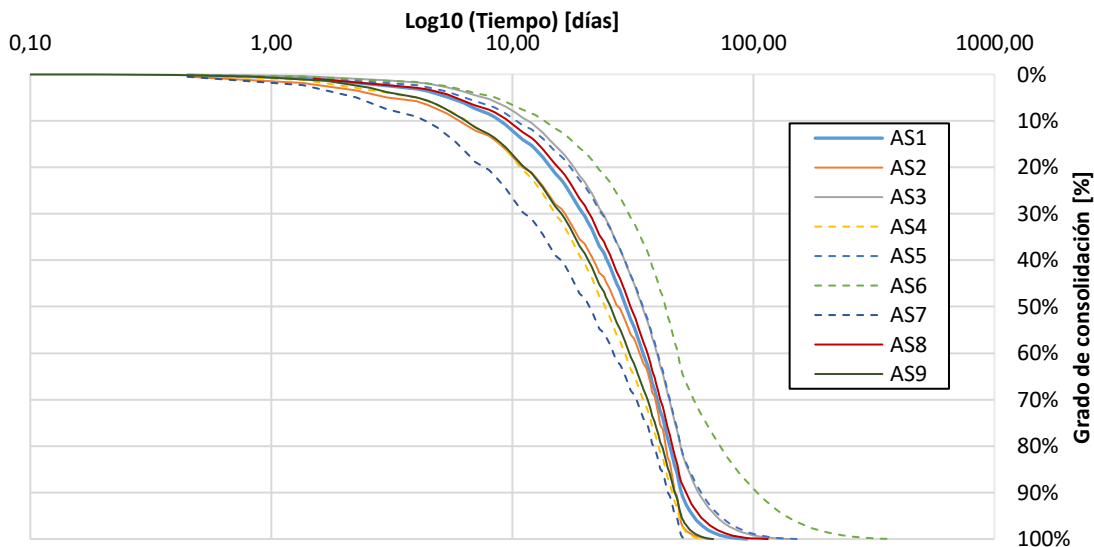


Gráfico 5-13: Variación de parámetros.

Tabla 5-2: Variación de parámetros y efecto en t_{90} . Fuente: Elaboración Propia.

Modelo	C_c	D [m]	k_h [m/día]	k_v [m/día]	t_{90} [días]	$\frac{t_{90}^{ASi}}{t_{90}^{AS1}}$
AS1	0,270	2,50	2,59E-04	2,59E-04	50,00	1,00
AS2	0,068	2,50	2,59E-04	2,59E-04	47,00	0,94
AS3	0,473	2,50	2,59E-04	2,59E-04	59,89	1,20
AS4	0,270	1,50	2,59E-04	2,59E-04	45,45	0,91
AS5	0,270	3,50	2,59E-04	2,59E-04	61,69	1,23
AS6	0,270	2,50	4,32E-05	2,59E-04	103,06	2,06
AS7	0,270	2,50	4,32E-03	2,59E-04	44,00	0,88
AS8	0,270	2,50	2,59E-04	4,32E-05	55,39	1,11
AS9	0,270	2,50	2,59E-04	4,32E-03	47,00	0,94

Utilizando la misma metodología mencionada anteriormente para obtener la sensibilidad relativa total, referencia (25), y en base al criterio del tiempo requerido al 90% de la consolidación se puede afirmar a partir del Gráfico 5-14 que la permeabilidad horizontal (k_h) es el parámetro más influyente con respecto a t_{90} y luego en una medida mucho menor la permeabilidad vertical (k_v). En relación con los parámetros menos influyentes se encuentra el índice de compresión que al ser un parámetro que define características de esfuerzo - deformación del suelo y se relaciona con cuanta consolidación o asentamiento tendrá lugar no arroja una influencia significativa en t_{90} , luego con respecto a la separación de las mechas drenantes no se observa una influencia considerable indicando que el distanciamiento considerado para este caso es mucho menos influyente que una variación en la permeabilidad horizontal para este criterio en particular.

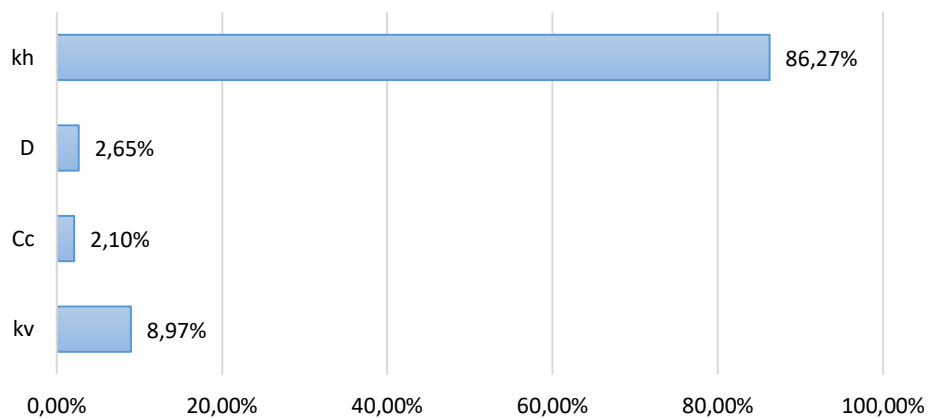


Gráfico 5-14: Sensibilidad relativa total para t_{90} .

5.4 Asentamiento en el Tiempo

En el presente apartado se entregan los resultados, del problema real en estudio, correspondientes al asentamiento en el tiempo en el punto A (Figura 5-2) de los 3 sondajes descritos en el capítulo anterior: sondaje S1, sondaje S2 y sondaje S1-2.

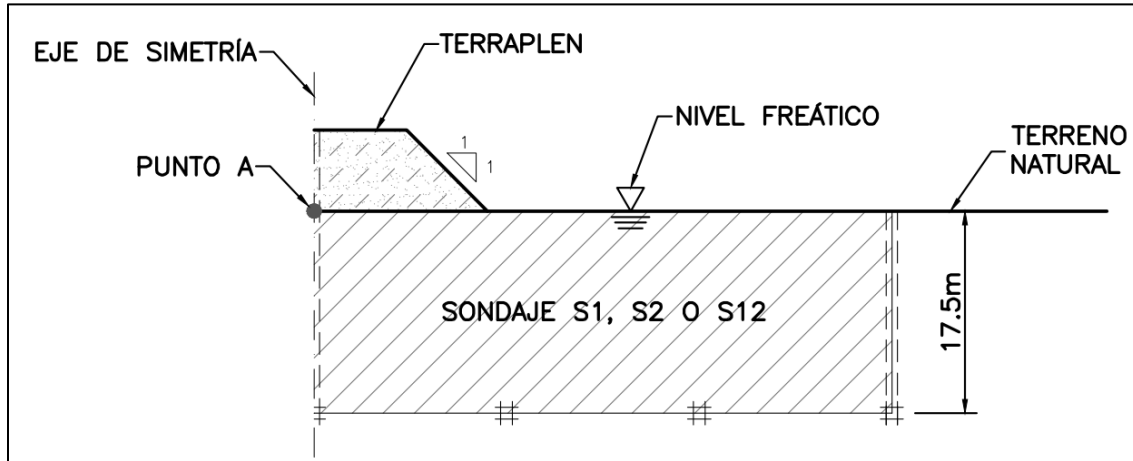


Figura 5-2: Geometría de modelos para problema en estudio. Fuente: Elaboración Propia.

En el Gráfico 5-15 se puede apreciar que el sondaje S1-2 alcanza el mayor asentamiento final igual a 50 cm debido a la presencia de estratos de arcilla arenosa de alta plasticidad, seguidamente el sondaje S1 alcanza un asentamiento final de 40 centímetros producto de la presencia de estratos con arcilla limosa de media a alta plasticidad y por último el sondaje S2 alcanza un valor mucho menor de 17 cm dado que solamente existen estratos donde predomina el limo de media a baja plasticidad con la mayor permeabilidad de entre las 3 muestras.

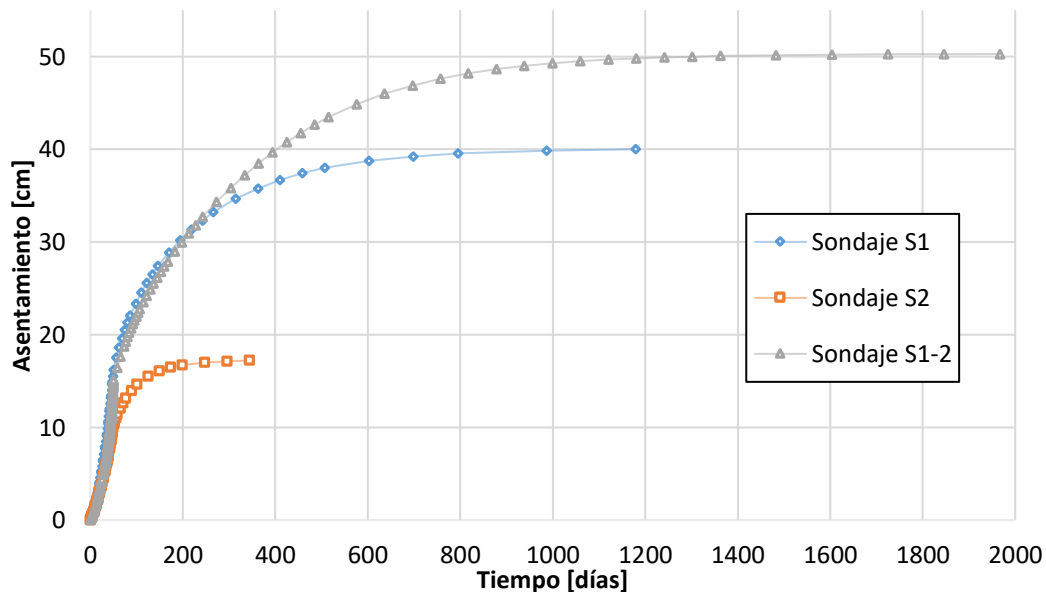


Gráfico 5-15: Asentamiento sin PVD v/s Tiempo de sondajes S1, S2 y S1-2.

A continuación, se obtienen los resultados del asentamiento de cada estrato para cada uno de los sondajes con el objetivo de identificar el origen del asentamiento total y su evolución en los distintos suelos. Es importante indicar que dichos resultados se han obtenido por medio de puntos de curvas de PLAXIS ubicados en una línea vertical que pasa por el punto A (Figura 5-2) en la superficie de cada estrato en cada uno de los sondajes.

5.4.1 Sondaje S1

En el Gráfico 5-16 se pueden distinguir claramente los estratos de suelo fino de los estratos de suelo grueso, donde los primeros alcanzan los mayores asentamientos que son superiores a 10 cm y sus curvas muestran el comportamiento del proceso de consolidación primaria a lo largo del tiempo, a diferencia de los estratos de suelo grueso que alcanzan asentamientos menores a 2 cm y sus curvas muestran que una vez construido el terraplén los asentamientos se mantienen prácticamente constantes.

En relación con los estratos de suelo fino, en primer lugar, se encuentra el horizonte 4 con un asentamiento final de 13,5 cm, le sigue el horizonte 3 con 12,9 cm y por último el horizonte 2 con 10,46 cm. En este caso el horizonte 4 de limo arcilloso posee mediana plasticidad y es el de mayor espesor inicial con 5,35 m y el horizonte 2 de limo algo arenoso también posee mediana plasticidad, pero con el menor espesor inicial igual a 2,5 m, indicando como es de esperarse, que existe una influencia significativa del espesor inicial en el desarrollo del proceso de consolidación.

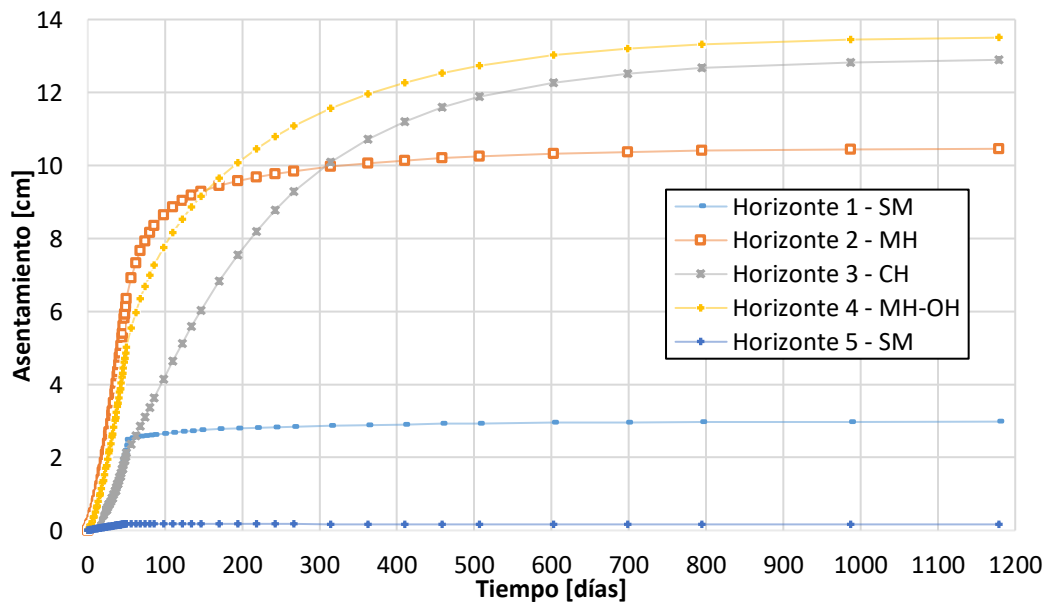


Gráfico 5-16: Asentamiento por estrato sin PVD v/s Tiempo del Sondaje S1.

Por lo tanto, el espesor consolidable total de mediana a alta plasticidad (horizontes 2,3 y 4) es igual a 10,75 m.

5.4.2 Sondaje S2

Con respecto al sondaje 2 cabe recordar que es el de menor asentamiento final y se puede comprobar en el Gráfico 5-17 que ninguno de los estratos supera los 5 cm, al mismo tiempo cabe notar que todos los estratos de suelo fino de esta muestra tienen características plásticas similares (mediana a baja plasticidad) pero quienes alcanzan la mayor compresibilidad son el horizonte 4 de limo algo arcillo de mediana plasticidad con 4,63 cm de asentamiento final y el horizonte 7 de limo algo arenoso de mediana a baja plasticidad con 3,24 cm, quienes a su vez poseen espesores iniciales de 2,45 m y de 1,85 m respectivamente a diferencia del resto de los estratos de suelo fino que se encuentran entre 1,0 m y 1,5 m de espesor, demostrando nuevamente la importancia del espesor inicial.

Con respecto a los estratos de suelo grueso se puede ver que únicamente el horizonte 1 arroja resultados de asentamiento final apreciable de 2,65 cm producto de un alto espesor inicial igual a 8,95 m.

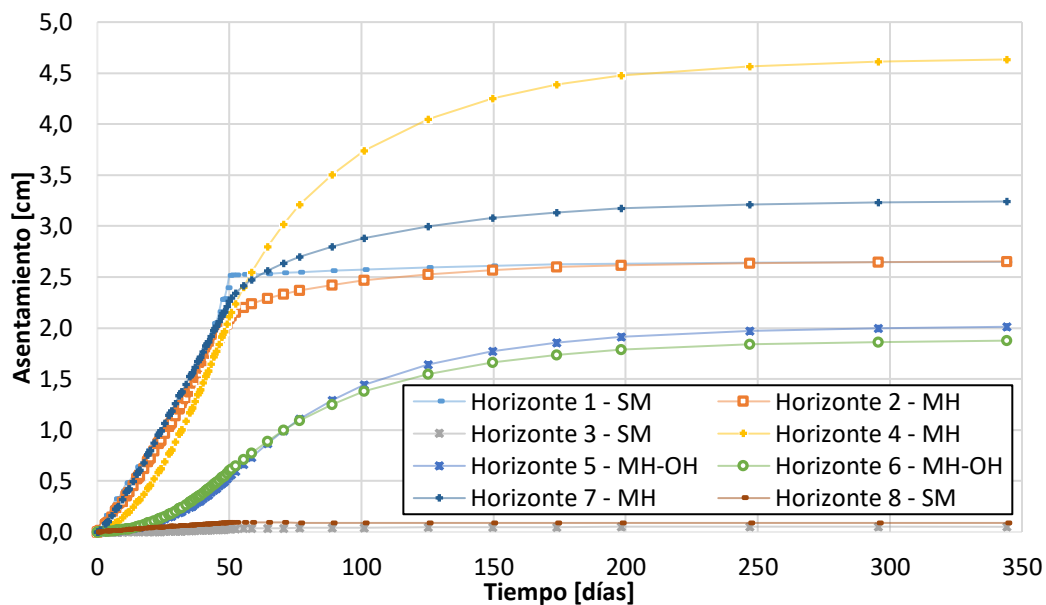


Gráfico 5-17: Asentamiento por estrado sin PVD v/s Tiempo del Sondaje S2.

Por lo tanto, el espesor consolidable total de mediana a baja plasticidad (horizontes 2, 4, 5, 6 y 7) es igual a 7,75 m.

5.4.3 Sondaje S1-2

Por su parte el sondaje S1-2 es la muestra que arroja el mayor asentamiento final y tal como se puede observar en el Gráfico 5-18 los estratos de suelo fino alcanzan valores superiores a los 10 cm compuestos principalmente por arcilla de mediana a alta plasticidad.

Se pueden diferenciar fácilmente los estratos compresibles comenzando por el horizonte 5 con 11,82 cm de asentamiento final, luego el horizonte 2 con 11,51 cm, el horizonte 4 con 10,83 y finalmente el horizonte 3 con 9,69 cm, todos compuestos por arcilla arenosa y de similares espesores iniciales que se encuentra alrededor de 1,0 m.

Es importante destacar que el horizonte 2 consolida más rápido que los otros 3 horizontes producto de su cercanía con la superficie que le permite drenar más rápidamente el agua.

Finalmente, el horizonte 6 alcanza 2,96 cm de asentamiento final dado que tiene una plasticidad mediana a baja.

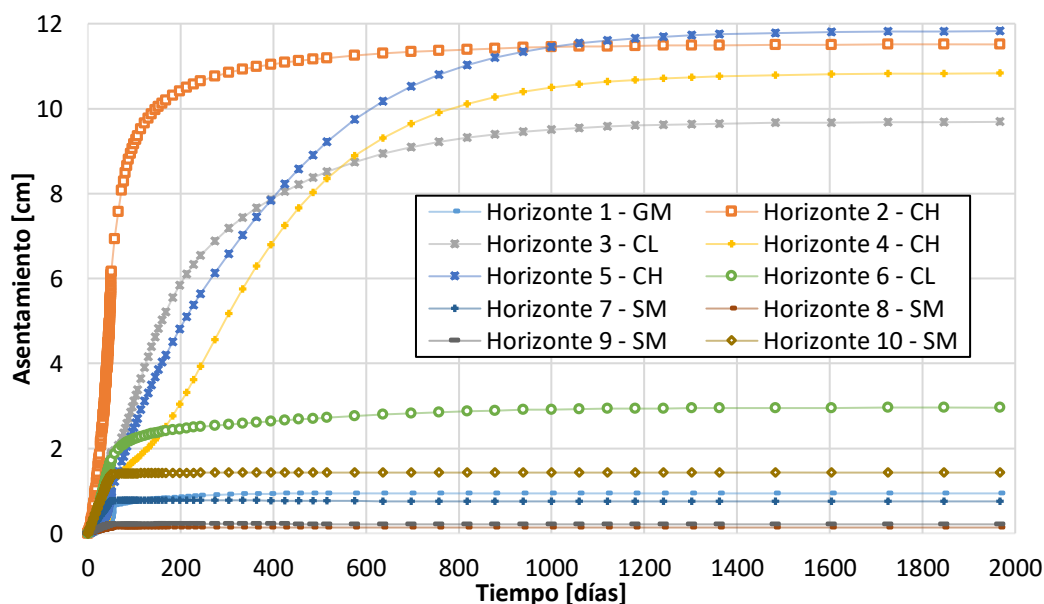


Gráfico 5-18: Asentamiento por estrado sin PVD v/s Tiempo del Sondaje S1-2.

Por lo tanto, el espesor consolidable total de alta a mediana plasticidad (horizontes 2, 3, 4 y 5) es igual a 4,48 m.

Cabe recordar que esta muestra arroja el mayor asentamiento final y a la vez es la de menor espesor consolidable de entre las tres muestras indicando que los estratos de alta plasticidad influyen en mayor medida al proceso de consolidación primaria que el espesor consolidable inicial.

5.5 Grado de Consolidación en el Tiempo con Mechass Drenantes

El presente ítem trata sobre el grado de consolidación primaria en el tiempo, a partir de los resultados obtenidos de los modelos con mechas drenantes incorporadas y considerando cuatro escenarios: sin mechas drenantes, mechas drenantes cada 1,5 m, cada 2,5 m y cada 3,5 m. Los resultados pertenecen al punto A de la Figura 5-2.

5.5.1 Sondaje S1

En el Gráfico 5-19 se presentan las curvas pertenecientes al sondaje S1 donde en condiciones sin drenaje acelerado la consolidación se completa a los 1179 días y como se esperaba, la instalación de los PVDs disminuye significativamente el tiempo de consolidación, por ejemplo, con mechas drenantes instaladas cada 1,5 m se requieren 128 días para completar la consolidación.

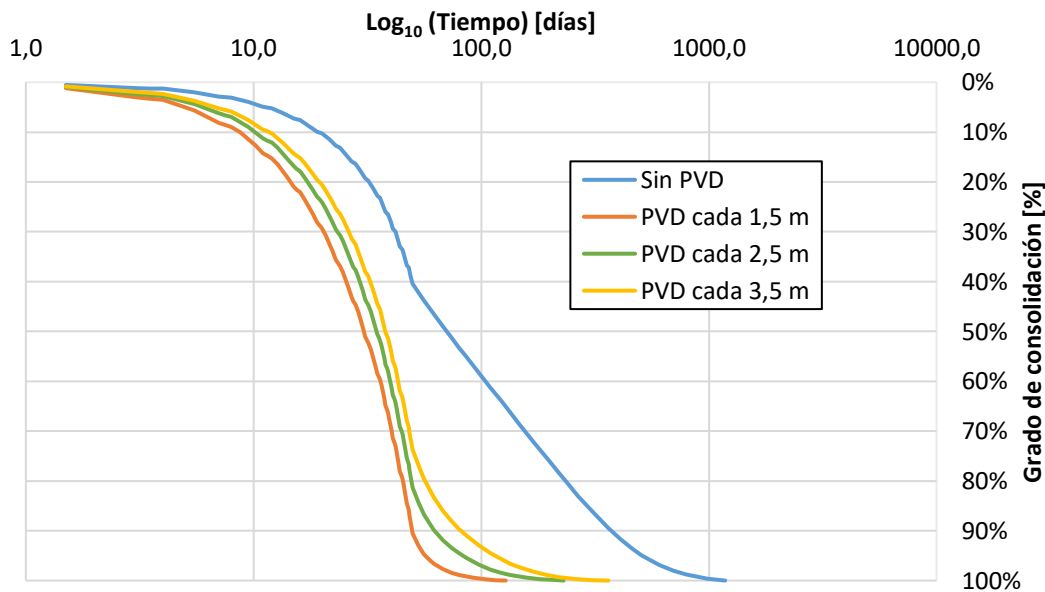


Gráfico 5-19: Grado de consolidación con PVD v/s Tiempo de Sondaje S1.

En igual forma si nos fijamos en el 90% de la consolidación total (criterio que interesa para fines de diseño) se puede ver que para el escenario sin PVD se logra a los 362 días y que para el caso de PDVs instalados cada 1,5 m se alcanza a los 50 días representando una disminución del 86% del total del tiempo requerido sin la instalación de mechas drenantes.

Tabla 5-3: Resumen de tiempo y asentamiento para t_{90} del sondaje S1.

Sondaje	90% de consolidación [día]	Uy al 90% [cm]
Sin PVD	362	35,8
PVD cada 1,5 m	50	34,1
PVD cada 2,5 m	62	34,8
PVD cada 3,5 m	80	35,1

Fuente: Elaboración Propia.

5.5.2 Sondaje S2

Con respecto al sondaje S2 en el Gráfico 5-20 resulta que se requieren 344 días para terminar la consolidación siendo la muestra que consolida en el menor tiempo, resultado que es coherente con la poca cantidad de arcilla que existe en esta muestra.

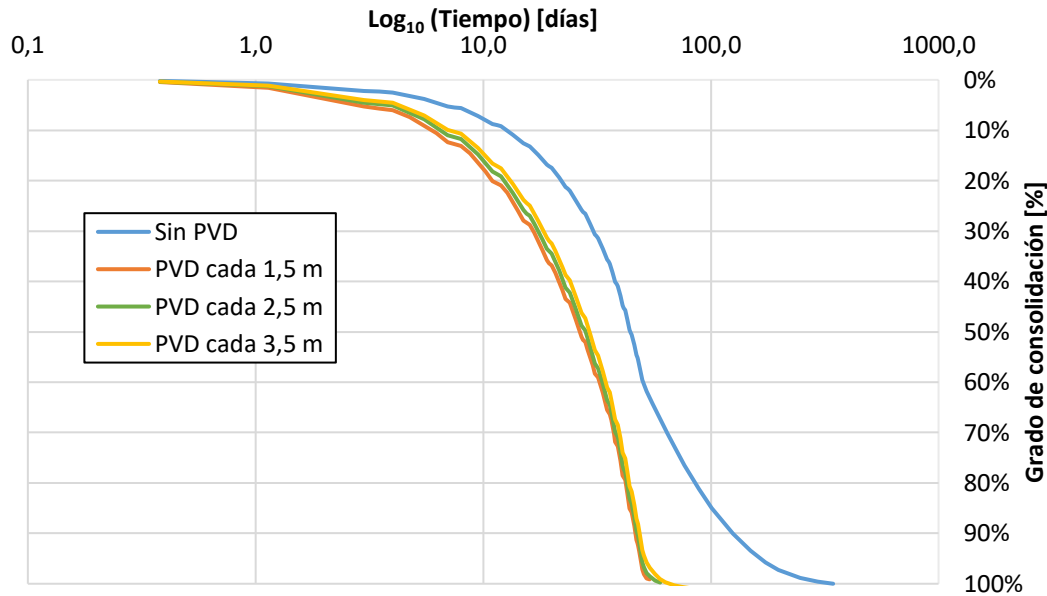


Gráfico 5-20: Grado de consolidación v/s Tiempo de Sondaje S2.

Además, observando la siguiente tabla podemos saber que el escenario con mechas drenantes instaladas cada 1,5 m logran consolidar con una disminución del 61% del total del tiempo que se necesita cuando no se tienen drenes.

Es importante notar que particularmente para el sondaje S2 el distanciamiento que tienen las mechas drenantes logran disminuir el tiempo de consolidación sin grandes diferencias, encontrándose entre los 46 y 49 días, esto se debe a que la muestra no representa un suelo con alta capacidad de consolidación por lo que el uso de mechas drenantes no produce cambios tan notorios como en las otras muestras.

Tabla 5-4: Resumen de tiempo y asentamiento para t_{90} del sondaje S2.

Sondaje	90% de consolidación [día]	Uy al 90% [cm]
Sin PVD	125	15,5
PVD cada 1,5	46	15,0
PVD cada 2,5	47	14,9
PVD cada 3,5	49	14,8

Fuente: Elaboración Propia.

5.5.3 Sondaje S1-2

Por último, el sondaje S1-2 se presenta en el Gráfico 5-21 y es la muestra con mayor tiempo requerido para consolidar, donde sin drenaje acelerado se necesitan 1987 días para completar la consolidación. Por lo cual además de ser la muestra que más tiempo demora también es la que más asentamiento arroja, como se ha visto anteriormente.

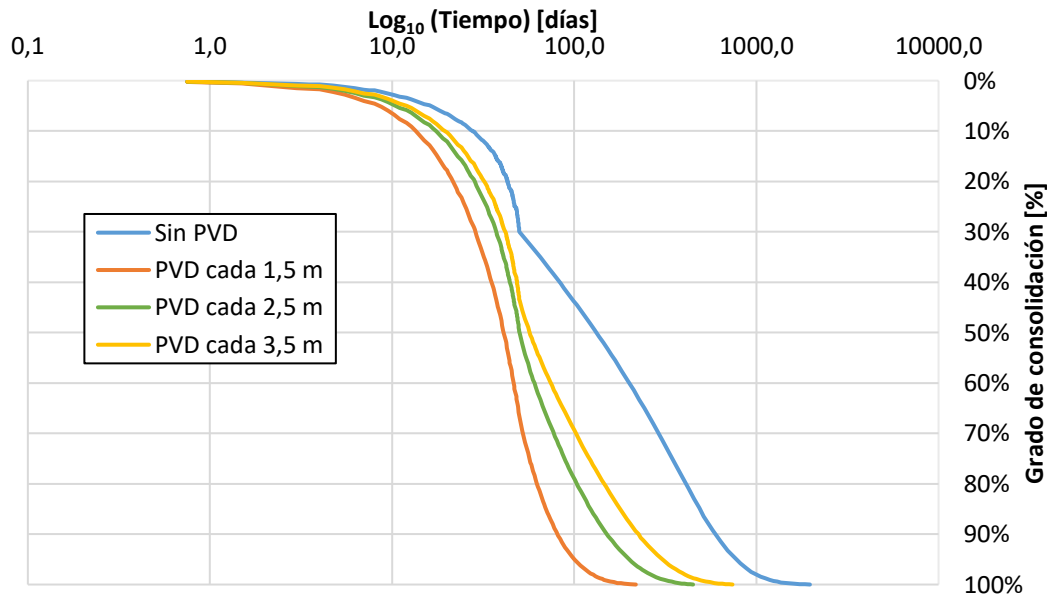


Gráfico 5-21: Grado de consolidación v/s Tiempo de Sondaje S1-2.

En relación con el 90% de la consolidación los resultados indican que para el caso de mechas drenantes instaladas cada 1,5 m la consolidación se alcanza con una disminución del 86% del total del tiempo que se necesita si no se instalan drenes.

En este caso el tiempo disminuido entre las distintas separaciones de drenes es más notorio debido a que la muestra representa un suelo con alta capacidad de consolidación y a diferencia del sondaje 2 la disminución del tiempo de consolidación se observa más sensible a la separación de los drenes.

Tabla 5-5: Resumen de tiempo y asentamiento para t_{90} del sondaje S1-2.

Sondaje	90% de consolidación [día]	Uy al 90% [cm]
Sin PVD	576	44,86
PVD cada 1,5	80	40,84
PVD cada 2,5	154	43,23
PVD cada 3,5	225	43,32

Fuente: Elaboración Propia.

5.6 Exceso de Presión de Poros

En esta sección se trata el exceso de presión de poros donde en el Gráfico 5-22 se muestran las curvas de los 3 sondajes incluyendo para cada uno el escenario sin PVD y el escenario con PVDs distanciados cada 3,5 m (distanciamiento elegido arbitrariamente). Cabe decir que las curvas representan el comportamiento de un estrato en particular para cada sondaje en un punto ubicado cerca del eje de simetría.

En una primera apreciación los 3 sondajes tienen un comportamiento muy similar con la diferencia de que los máximos valores alcanzados, cuando se completa la construcción del terraplén a los 50 días, tienen distinta magnitud y como es de esperarse el sondaje S1-2 alcanza el mayor exceso de presión de poros ($-103,14 \text{ kN/m}^2$) puesto que en comparación con las otras dos muestras requiere de más tiempo para consolidar y alcanza un asentamiento final más alto. Esto debido a la baja permeabilidad y alta plasticidad producto de la alta presencia de arcilla.

Luego fijando el análisis en las curvas con mechas drenantes se puede ver que los valores máximos alcanzados son menores y decrecen más rápidamente en comparación con las curvas donde no existe drenaje acelerado. Esto debido a que desde el momento en que la carga es aplicada el agua que se está cerca de los drenes comienza a fluir inmediatamente y no solo el agua cercana a la superficie o a estratos permeables. La anterior se puede ver claramente en el caso del sondaje S2 donde las curva con drenes se mantiene alrededor de un valor fijo a medida que se agregan capas al terraplén debido a que el agua evacua inmediatamente y debido a que esta muestra tiene poca capacidad de consolidación.

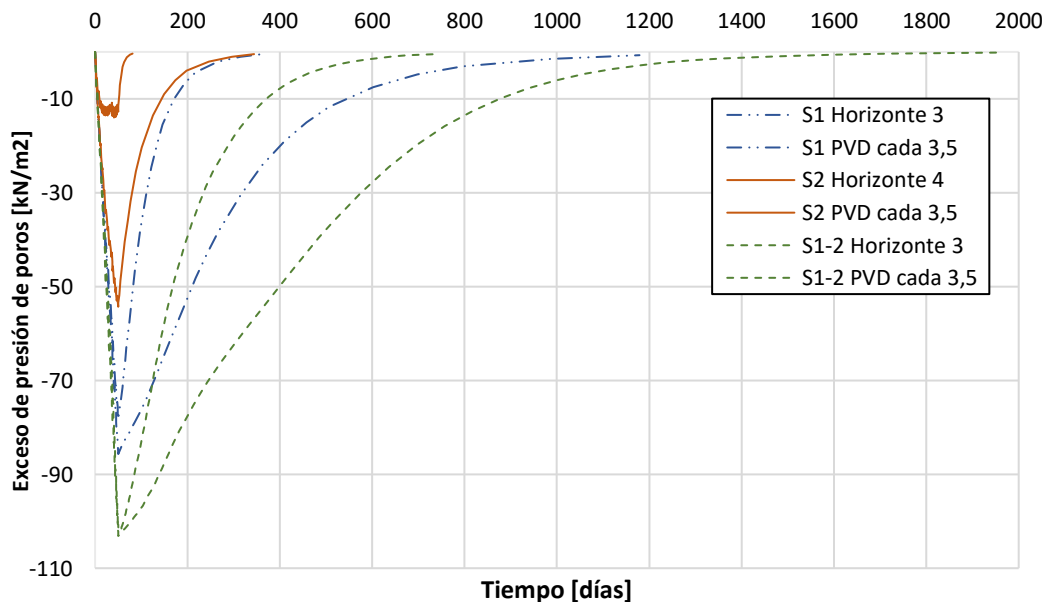


Gráfico 5-22: Exceso de presión de poros v/s Tiempo de sondajes S1, S2 y S1-2.

A continuación, se presenta en forma gráfica los excesos de presión de poros en el sondaje S1-2 luego de que se ha concluido la construcción del terraplén, en la Figura 5-3 se muestra el modelo sin PVD y en la Figura 5-4 se muestra el modelo con PVDs distanciados a 2,5 metros.

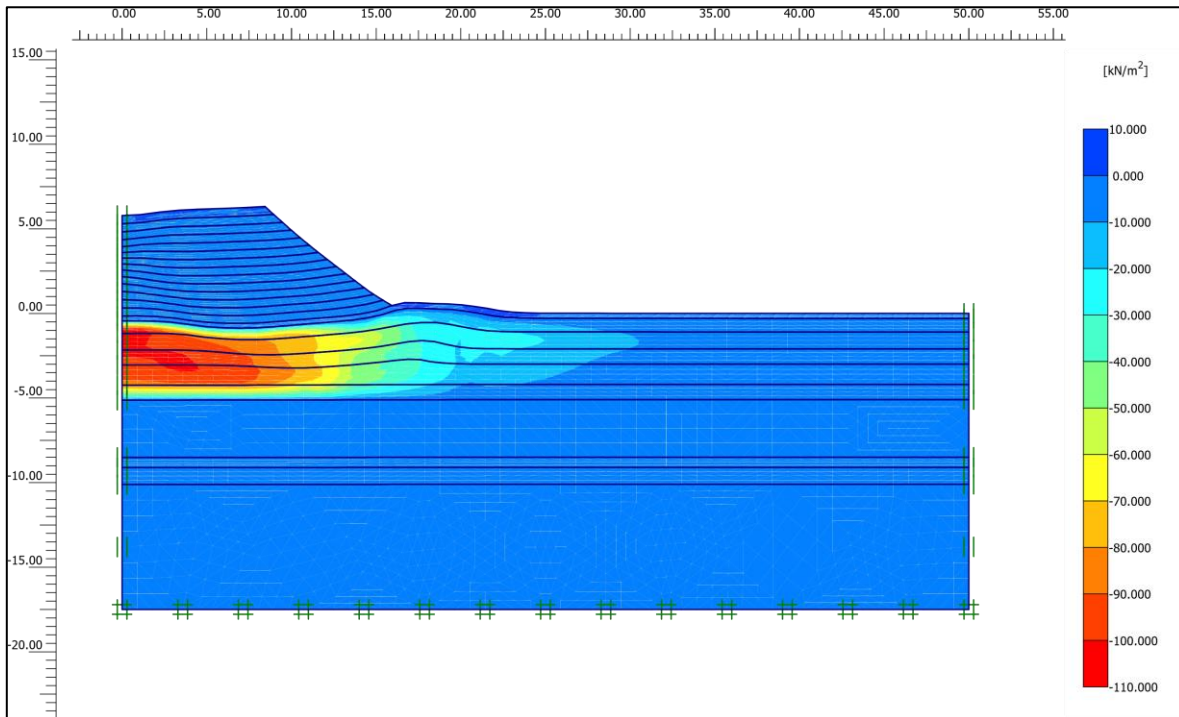


Figura 5-3: Exceso de presión de poros en sondaje S1-2 sin PVD al finalizar la construcción del terraplén. Fuente: PLAXIS 2D.

En primer lugar, se puede observar como los estratos de suelo fino son los que presentan los mayores valores de excesos de presión poros a diferencia de los estratos permeables que mantiene valores mínimos.

También se puede apreciar como las zonas indicadas en colores naranjos y rojos representando valores superiores a los 70 kN/m^2 y se ubican en la zona central del terraplén en el borde izquierdo del modelo junto al eje de simetría y van disminuyendo de magnitud hacia la derecha a medida que la carga transmitida del terraplén es menor, este comportamiento se observa similar cuando se instalan las mechas drenantes, con la diferencia que las presiones se ven segmentadas por el sistema de drenaje.

Si nos centramos en el modelo con mechas drenantes se observa que las máximas presiones se ubican entre ejes de drenes debido a que estas zonas son los puntos más alejado que debe recorrer el agua para ser drenada y se observa que las mínimas presiones aparecen en los ejes de los drenes y sus cercanías.

Esta situación es distinta al caso sin mechas drenantes donde el camino más largo a recorrer por el agua se ubica en la superficie y en los estratos permeables inferiores.

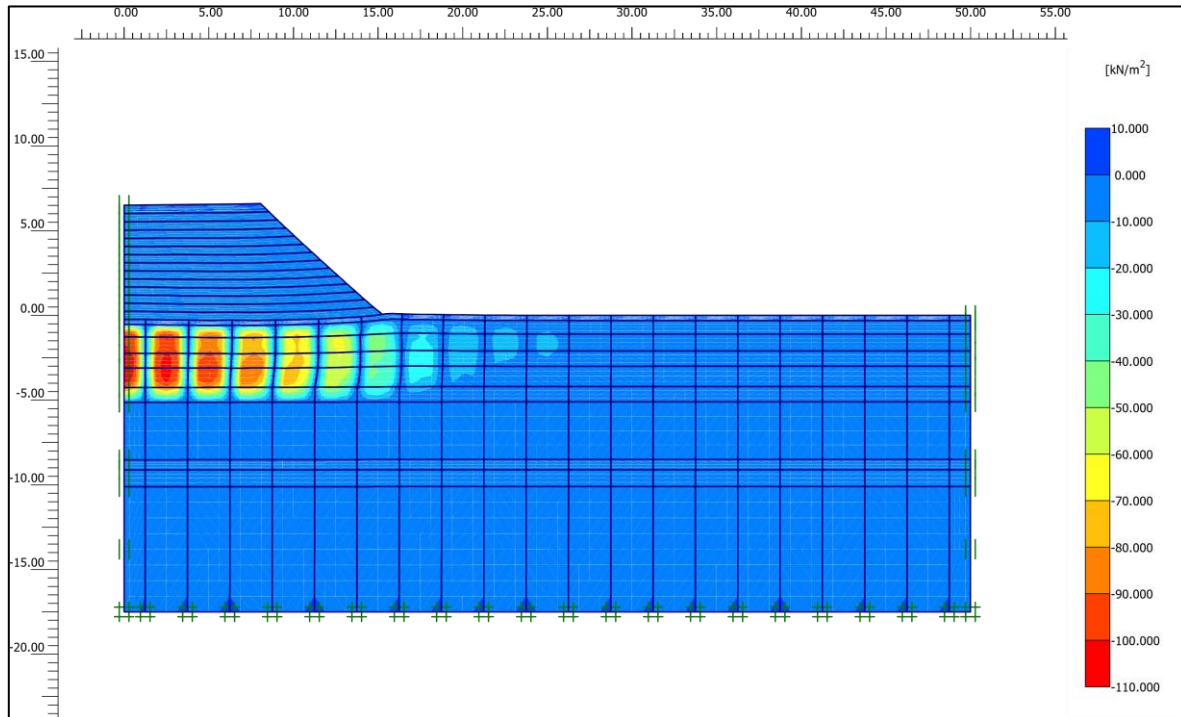


Figura 5-4: Exceso de presión de poros en sondaje S1-2 con PVDs cada 2,5 m al finalizar la construcción del terraplén. Fuente: PLAXIS 2D.

Por último, es importante destacar que la Figura 5-3 y la Figura 5-4 muestran la deformada en escala real permitiendo observar que los drenes instalados influyen la forma con la que se deforma el suelo evitando desplazamientos desiguales, por ejemplo, en la superficie al pie del terraplén existen claros desplazamientos cuando no hay drenes instalados. Este efecto en los desplazamientos se debe en gran parte a que las mechas drenantes expulsan agua simultáneamente en todo el volumen donde están instaladas, en consecuencia, el suelo se desplaza más homogéneamente y casi enteramente en la dirección vertical, en el Anexo C se entregan videos de los desplazamientos obtenidos de PLAXIS.

5.7 Análisis Comparativo de Resultados

En esta última sección se comparan los resultados del presente estudio con los resultados del estudio original elaborado por Pilotes Terratest S.A., referencia (20), en lo relativo a la consolidación primaria, mechas drenantes, asentamiento y grado de consolidación.

En el Gráfico 5-23 se muestra el asentamiento final donde se deben tener en cuenta los siguientes puntos:

- PLAXIS: El asentamiento resulta del promedio de los asentamientos finales de los 4 escenarios calculados para cada muestra.
- Pilotes Terratest: Según memoria de cálculo, referencia (20), únicamente fue calculado el asentamiento final para el proceso de consolidación unidimensional sin mechas drenantes.

Ahora, observando el Gráfico 5-23 Pilotes Terratest obtiene el mayor valor en comparación con las 3 muestras calculadas por medio de PLAXIS con una diferencia de 20 cm aproximadamente con respecto al modelo del sondaje S1-2.

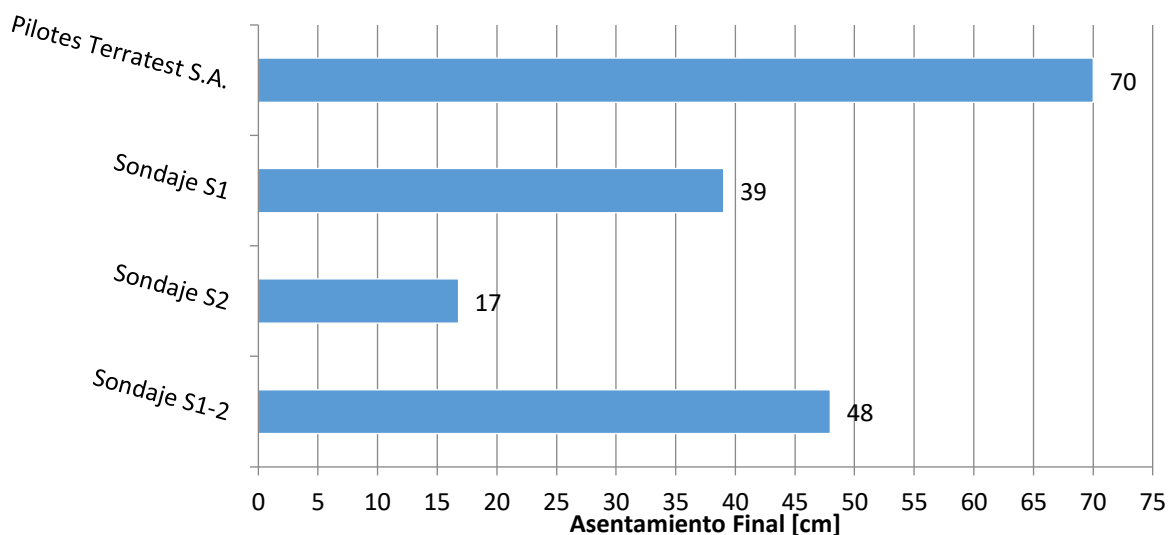


Gráfico 5-23: Resumen comparativo del asentamiento final.

Por otra parte, en el Gráfico 5-24 se muestran los días transcurridos hasta alcanzar un 90% del grado de consolidación primaria, observándose diferencias y similitudes entre los escenarios estudiados. Primero en los escenarios sin mechas drenantes existe una notable diferencia de 2,5 años aproximadamente entre Pilotes Terratest y el modelo del sondaje S1-2 y una diferencia mayor aún en comparación con las otras dos muestras. Por el contrario, en los escenarios con drenes instalados los resultados obtenidos entre ambos estudios son muy similares llegando incluso a una diferencia de 4 días para el caso del modelo del sondaje S1-2 con mechas drenantes distanciadas cada 2,5 m.

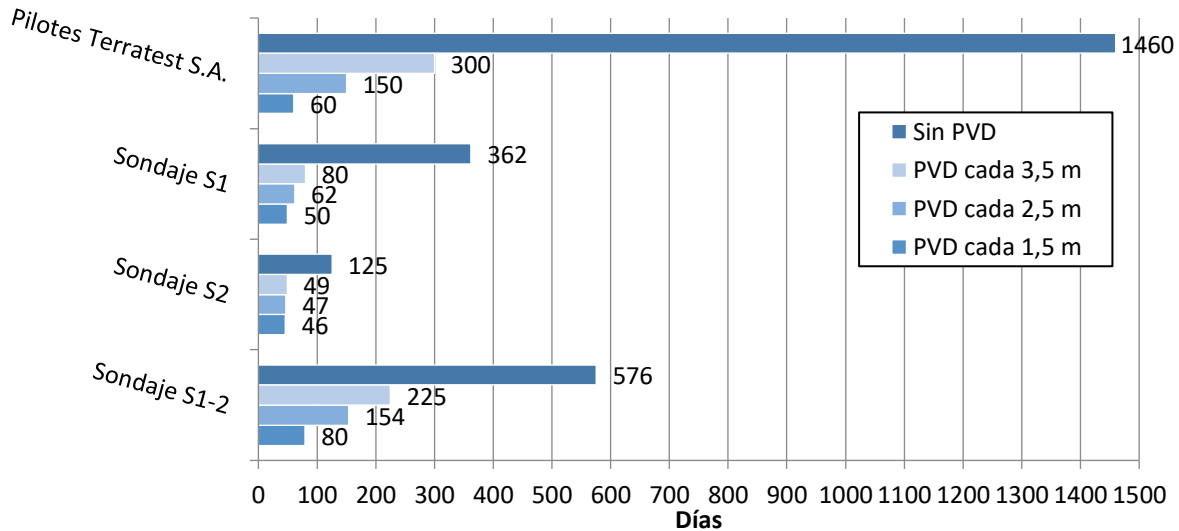


Gráfico 5-24: Resumen comparativo con respecto a t_{90} .

Para precisar las comparaciones entre ambos estudios debemos recordar que se elaboraron por medio de metodologías de cálculo distintas, por lo tanto, recordando las metodologías consideradas en el estudio original, referencia (20):

- **Escenario sin mechas drenantes:** Se utilizó la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi. Ver 1.2 Teoría de Consolidación Unidimensional de Terzaghi.
- **Escenario con mechas drenantes:** Se utilizó la fórmula propuesta por Barrow de la consolidación radial. Ver 2.5.3 El caso ideal.

Por lo tanto, aclarado lo anterior es posible afirmar que la gran diferencia en los tiempos de consolidación primaria del escenario sin mechas drenantes (Gráfico 5-24) se debe en gran parte a la inexactitud en las hipótesis básicas de Terzaghi y a los criterios conservadores adoptados por Pilotes Terratest. El principal criterio conservador observado en el estudio original es la consideración de un estrato homogéneo de arcilla blanda de espesor igual a 15 m, en contraste, con el presente estudio que considera distintos estratos con sus espesores definidos directamente de la estratigrafía proveniente de los 3 sondeos S1, S2 y S1-2.

Por otro lado, los resultados son similares en los escenarios con drenes instalados debido principalmente a que la fórmula propuesta por Barrow no depende del espesor del estrato, pero si depende del aumento de permeabilidad que entregan las mechas drenantes y de los parámetros de la arcilla. Donde el drenaje radial o permeabilidad horizontal pasa a ser un parámetro dominante en el proceso de consolidación primaria (ver 5.3 Análisis de sensibilidad con mechas drenantes) y cada vez más a medida que se acorta la distancia entre drenes prefabricados como se puede comprobar, en el Gráfico 5-24, que existe una proporción directa entre el acortamiento de la separación de las mechas drenantes y el estrechamiento de la diferencia entre los resultados obtenidos de los 2 estudios.

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES

En base a la presente memoria se concluye:

- Es posible obtener resultados parecidos de la consolidación primaria entre la metodología convencional basada en la teoría de Terzaghi y el método de elementos finitos de PLAXIS, sin embargo, en la práctica la similitud no siempre será posible debido a la inexactitud de los supuestos simplificadores de la teoría de Terzaghi y a los criterios conservadores que se deben asumir en los cálculos convencionales para minimizar los errores derivados de los supuestos simplificadores, que finalmente pueden arrojar resultados sobredimensionados como se ha visto el ítem 5.7 Análisis Comparativo de Resultados.
- El método de elementos finitos de PLAXIS es una herramienta que permite precisar las características de cada problema en particular de consolidación primaria dado que se toma en cuenta la verdadera geometría del problema, la interacción entre las obras proyectadas y el suelo, la estratificación del terreno y que la rigidez depende del esfuerzo, entre otras cosas; lo que permite minimizar los factores de seguridad y criterios conservadores, en efecto, es posible optimizar las obras proyectadas y costos de proyecto si se poseen los datos suficientes de terreno.
- En el proceso de consolidación primaria los parámetros más influyentes son el índice de consolidación y la permeabilidad, luego, cuando se instalan drenes prefabricados los parámetros más influyentes son la permeabilidad horizontal, el distanciamiento de las mechas drenantes y el índice de consolidación, donde la permeabilidad horizontal es el parámetro predominante en el proceso ya que las mechas drenantes permiten el drenaje radial convirtiéndose en el camino de evacuación principal del agua y por ende del proceso de consolidación primaria.
- Es posible afirmar que las mechas drenantes aceleran el proceso de consolidación a horizontes de tiempo accesibles (de años a meses) permitiendo la rápida materialización de obras de ingeniería sin que se vea afectada su integridad a corto y a largo plazo.
- Es posible afirmar que la instalación de las mechas drenantes ayuda a controlar en cierta medida la estabilidad del suelo debido a que representan una mejoría en la distribución de la evacuación del agua permitiendo que los asentamientos se produzcan en forma más o menos homogénea y equilibrada en todo el volumen influenciado por los drenes prefabricados.

6.1 Recomendaciones

Para finalizar, en base a lo analizado y concluido a lo largo del presente estudio se indican las siguientes recomendaciones propuestas para la construcción y el diseño de proyectos:

- Para estimar la consolidación primaria y obtener resultados precisos es necesario conocer las condiciones naturales del terreno, que son principalmente, la historia de cargas máximas que han existido en el lugar, la razón de vacíos inicial, el contenido de humedad inicial, las propiedades del suelo, las obras proyectadas que transmitirán cargas al suelo y las características de las mechas drenantes y su disposición geométrica cuando corresponda.
- En cuanto a la estratificación y propiedades del suelo, a mayor cantidad de prospecciones y de ensayos especiales de consolidación que se realicen será posible estimar con mayor precisión el proceso de consolidación primaria permitiendo disminuir los factores de seguridad y en muchos casos economizar la solución de sistemas de drenaje acelerados, sin embargo, es cierto que la capacidad de elaboración de ensayos y exploración es limitada conforme a la envergadura de cada proyecto pero de todos modos es muy recomendable ahondar lo máximo posible en los estudios de mecánica de suelo.
- Algunas características propias de los drenes, tales como, el factor de perturbación del suelo y el factor de resistencia del dren han quedado fuera del alcance del estudio, pero pueden ser incluidas en PLAXIS para lograr mayor precisión.
- La consolidación secundaria se encuentra fuera de alcance del estudio, pero puede ser incluida en PLAXIS por medio del modelo constituido de materiales de suelo blando con fluencia ("Soft Soil Creep Model").
- Se recomienda el uso de elementos finitos ya que su precisión, profundidad de parámetros considerados y flexibilidad para reflejar los distintos problemas conforman una poderosa herramienta, al mismo tiempo, gracias a la capacidad del programa computacional se obtiene una visión mucho más clara y amplia de cada problema en particular significando gran ayuda en la optimización de soluciones y detección de problemas de diseño.

CAPÍTULO 7 REFERENCIAS

- (1) Wikipedia. Consolidación de suelos [En línea]. <https://es.wikipedia.org/wiki/Consolidaci%C3%B3n_de_suelos> [consulta: 29 agosto 2018].
- (2) Grupo Geotecnia. Universidad de Cantabria. Capítulo 4 [En línea]. <<http://ocw.unican.es/enseanzas-tecnicas/geotecnia-i/materiales-de-clase/capitulo4.pdf>> [consulta: 29 agosto 2018].
- (3) Carlos Oteo, Luis Ortuño, Luis I. González De Vallejo y Mercedes. Ingeniería Geológica. 3ra Edición. Madrid. 2009.
- (4) Fellenius, B.H., 2018. Bases para el Diseño de Fundación [En línea]. Edición Electrónica. <www.Fellenius.net> [consulta: 29 agosto 2018].
- (5) Jesus Llorca Aquesolo y Gonzalo Sanchez Diaz. Los drenes para la aceleración de la consolidación de suelos arcillosos. Revisa de Obras Públicas. Abril 1985.
- (6) Coripa S.A. PlusDren®V-A Drenes Verticales [En línea]. <www.coripa.com.ar> [consulta: 29 agosto 2018].
- (7) Barron, R.A. Consolidation of fine grained Soil by drain Wells. ASCE, Vol 113, Paper No 2346. Transilvania University. 1948.
- (8) Holtz, R.D., Jamiolkowski, M.B., Lancellotta, R. y Pedroni, R. Prefabricated Vertical Drains: Design and Performance. CIRIA, London: 1–131. 1991.
- (9) Casagrande y Poulos. On the effectiveness of sand drains. Canadian Geotechnical Journal. July 1969.
- (10) PILOTES TERRATEST. Obras mechas drenantes Proyecto: Av. Circunvalación sector Guacamayo – Valdivia [En línea]. <www.terratest.cl> [consulta: 29 agosto 2018].
- (11) Menard. Categoría de portafolio: drenes verticales [En línea]. <www.menard.es/portfolio_category/drenes-verticales> [consulta: 29 agosto 2018].
- (12) Hansbo, S. Consolidation of clay by band – shaped prefabricated drains. Ground Engineering. Vol. 1 (5):16 – 25, julio 1979.
- (13) U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Prefabricated Vertical Drains, Vol 1: Engineering Guidelines. Report N° FHWA/RD-86/168. August 1986.
- (14) PILOTE TERRATEST. Obras Mechas Drenantes Proyecto: Enlace La Goleta, Ruta 5 Sur, Pto. Montt [En línea]. <http://www.terratest.cl/obras/fichas/md/FT-13178_md_Enlace_La_Goleta_Ruta5_Sur_Pto_Montt.pdf> [consulta: 29 agosto 2018].



- (15) Carlos Oteo. Precarga y Drenes Verticales. Modulo 10: Refuerzo y Mejora del Terreno. CEDEX. 2011.
- (16) PLAXIS 2D Anniversary Edition. Tutorial Manual [En línea] < www.plaxis.com > [consulta: 29 agosto 2018].
- (17) PLAXIS 2D Anniversary Edition. Material Models Manual [En línea] < www.plaxis.com > [consulta: 29 agosto 2018].
- (18) Burland, J.B. The yielding and dilation of clay. Géotechnique. 15(2): 211-214, 1965.
- (19) Brinkgreve, R.B.J. Geomaterial Models and numerical Analysis of Softening. Dissertation. Delft University of Technology. 1994.
- (20) PILOTE TERRATEST. Memoria de cálculo Prefabricated Vertical Drains -PVD, Acceso Puerto de San Antonio. Revisión 0, mayo 2005.
- (21) Google Earth [En línea]. <www.google.com/maps> [consulta: 29 agosto 2018].
- (22) Terzaghi, K. and Peck, R.B., Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York, 1967.
- (23) Juan Perez Valcarcel. Conceptos Generales de la Mecánica del Suelo. E.T.S. Arquitectura de la Coruña – Departamento de Tecnología de la Construcción.
- (24) Braja, M. Das. Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 7ma. Edición, Parte 1, mayo 8 2016.
- (25) PLAXIS 2D Anniversary Edition. Scientific Manual [En línea] < www.plaxis.com > [consulta: 29 agosto 2018].



CAPÍTULO 8 ANEXOS (DIGITAL)

8.1 Anexo A Tablas de Resultados.

8.2 Anexo B Video Exceso de Presión de Poros PLAXIS 2D.

8.3 Anexo C Video Desplazamientos Totales PLAXIS 2D.