

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL DISEÑO DE MECHAS DRENANTES
PARA UN SUELO FINO MEDIANTE EL MÉTODO ANALÍTICO Y EL MÉTODO
DE ELEMENTOS FINITOS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Gianella Lisset Bustamante Bances

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

André Alexander David Polanco

ASESOR:

Salvador Sobrecases Martí

Lima, Agosto, 2022

RESUMEN

Uno de los factores más influyentes en la ejecución de un proyecto de construcción es el tipo de suelo donde se cimentará la estructura, ya que, si este es considerado un suelo no competente, puede traer problemas tanto técnicos como económicos. Por ejemplo, si se cuenta con un suelo arcilloso parcial o totalmente saturado, es muy probable que se generen problemas con el tiempo de consolidación, lo cual traería consigo un retraso excesivo en el inicio de la obra a construir traducido en una gran pérdida económica. Por otro lado, el problema con este tipo de suelo no solo se presenta al inicio de la construcción, sino también, después de esta. Este es el caso de los asentamientos totales, los cuales causan un hundimiento de la estructura. Existen diferentes tratamientos de terreno para abordar los problemas antes mencionados; sin embargo, algunos son mejores que otros dependiendo del objetivo que se quiera lograr. En este caso, el objetivo es acelerar el proceso de consolidación y disminuir el asentamiento post – construcción; por lo que, se empleará el tratamiento de mechas drenantes junto con un relleno de precarga.

Para el desarrollo de lo mencionado líneas arriba, se usa la información recolectada del Estudio de Mecánica de Suelos de un proyecto ubicado en la ciudad de Puno. En este caso de estudio, se analiza el comportamiento de las mechas drenantes diseñadas por el método analítico y sus resultados se contrastan con las del método de elementos finitos (MEF) con la finalidad de identificar las diferencias que puedan existir.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres por su gran esfuerzo y apoyo incondicional a lo largo de mi vida y sobre todo en esta etapa de crecimiento profesional.

También agradezco a mi hermana por siempre apoyarme y confiar en mis capacidades para cumplir con mis metas.

Finalmente, agradezco a mis profesores de la PUCP y a mi asesor, Salvador Sobrecases Martí, por compartir sus conocimientos e impulsarme a ser una mejor profesional.

*Muchas gracias.
Gianella Bustamante*

Agradezco a mis padres por todo su esfuerzo y el apoyo brindado durante mi carrera universitaria y a mi mascota por estar a mi lado en varias noches de estudio.

También agradezco a mis maestros por siempre estar dispuestos a compartir sus conocimientos y motivarme a siempre ser un mejor profesional.

Finalmente, agradezco a mi asesor, el ingeniero Salvador Sobrecases Martí, por aconsejarnos y acompañarnos en el desarrollo de esta tesis.

*Muchas gracias.
André David*

ÍNDICE

Capítulo 1. Introducción	1
1.1. Justificación	1
1.2. Objetivos	1
1.2.1. Objetivo general	1
1.2.2. Objetivos específicos.....	1
1.3. Marco teórico	2
1.4. Hipótesis	4
1.5. Metodología	4
Capítulo 2. Conceptos fundamentales de consolidación.....	5
2.1. Consolidación	5
2.2. Tipos de consolidación	6
2.2.1. Consolidación primaria	6
2.2.2. Consolidación secundaria.....	6
2.3. Teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi	6
2.3.1. Principio de esfuerzo efectivo	6
2.3.2. Analogía mecánica propuesta por Terzaghi	7
2.3.3. Hipótesis de Terzaghi.....	8
2.3.4. Ecuación diferencial de consolidación	8
2.3.5. Curva edométrica	14
2.3.6. Tipos de suelo según su historia de esfuerzos efectivos	15
2.3.8. Grado de consolidación.....	16
Capítulo 3. Mechas drenantes	17
3.1. Aspectos generales.....	17
3.1.1. Características de los materiales de las mechas drenantes prefabricadas (PVD).....	18
3.1.2. Características de los materiales de la capa drenante.....	20
3.2. Ventajas de mechas drenantes prefabricadas frente al dren tradicional	21
3.3. Instalación de mechas drenantes	22
3.3.1. Preparación del terreno.....	22
3.3.2. Colocación de capa de precarga	23

3.3.3. Instalación del geotextil	23
3.3.4. Colocación de capa drenante.....	24
3.3.5. Proceso de hincado.....	25
3.4.6. Colocación de la precarga temporal	27
3.5. Consideraciones de diseño	28
3.5.1. Distribuciones de mechas drenantes	28
3.5.2. Grado de consolidación.....	29
3.5.3. Ecuaciones de diseño	30
3.5.6. Enfoque de diseño	31
Capítulo 4. Software de elementos finitos	33
4.1. Introducción al software	33
4.2. Estructuración del programa de entrada	33
4.2.1. Geometría	34
4.2.2. Material	34
4.2.3. Mallado.....	37
4.2.4. Condición de contorno	38
4.2.5. Cargas.....	38
4.2.6. Etapas constructivas	38
Capítulo 5. Diseño de mechas drenantes aplicado al caso de estudio	40
5.1. Introducción al caso de estudio.....	40
5.2. Resumen del EMS.....	41
5.2.1. Ensayo de Clasificación estándar	41
5.2.2. Ensayo de penetración estática CPTu	41
5.2.3. Ensayos de consolidación unidimensional.....	42
5.2.4. Perfil estratigráfico.....	42
5.3. Caso de análisis: Suelo sin mechas drenantes.....	47
5.3.1. Cálculo del asentamiento y tiempo de consolidación generados por la estructura por el método analítico	47
5.3.2. Cálculo de la altura del terraplén por el método analítico.....	51
5.3.3. Asentamiento y tiempo de consolidación generados por la estructura por el método de elementos finitos.....	54
5.3.4. Asentamiento final generado por el terraplén y la estructura por el método de elementos finitos	60
5.4. Caso de análisis con mechas drenantes.....	64
5.4.1. Diseño de mechas drenantes por el método analítico	64

5.4.2. Diseño de mechas drenantes por el método de elementos finitos	68
Capítulo 6. Análisis de los resultados	73
6.1. Comparación de los resultados obtenidos por ambos métodos de diseño en el caso 1: sin mechas.....	73
6.1.1. Asentamiento del suelo + estructura	73
6.1.2. Asentamiento del suelo +terraplén.....	77
6.2. Comparación de los resultados obtenidos por ambos métodos de diseño en el caso 2: con mechas.....	81
6.2.1. Asentamiento del terreno $e=3.50$ m	81
6.2.2. Asentamiento del terreno $e=4.50$ m	84
6.2.3. Asentamiento del terreno $e=5.50$ m	87
6.2.4. Asentamiento del terreno $e=6.50$ m	90
6.3. Comparación de resultados entre los casos analizados por ambos métodos	94
6.4. Comparación entre ambos métodos de diseño.....	97
Capítulo 7. Conclusiones y recomendaciones	98
7.1. Conclusiones.....	98
7.2. Recomendaciones	99
Bibliografía	1000

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Esquema de un terreno con nivel freático elevado. Fuente: Gutiérrez (2018).	6
Figura 2.2. Modelo idealizado propuesto por Terzaghi. Fuente: Gutiérrez (2018).	7
Figura 2.3. Esquema de variación de volumen en un elemento diferencial. Fuente: Zegarra (2016).	9
Figura 2.4. Relación entre el asentamiento total (S) y la variación de la relación de vacíos (Δe). Fuente: Zegarra (2016).	10
Figura 2.5. Curva edométrica σ' vs e . Fuente: Zegarra (2016).	12
Figura 2.6. Curva $\log \sigma'$ vs e . Fuente: Zegarra (2016).	14
Figura 2.7. Curva idealizada $\log \sigma'$ vs e . Fuente: Zegarra (2016).	15
Figura 3.1. Precarga más mechas drenantes. Fuente: Herrera (2020, 25m15s).	17
Figura 3.2. Comparación entre un terreno con drenes verticales y otro sin drenes verticales. Fuente: Pilotes Terratest (s.f.).	18
Figura 3.3. Mecha drenante. Fuente: Menard (2018).	18
Figura 3.4. Lotes de mechas drenantes. Fuente: Menard (2018).	20
Figura 3.5. Colocación de la capa de geotextil sobre la capa de precarga. Fuente: Geosintéticos Ferrero Soto (s.f.).	24
Figura 3.6. Equipo de instalación de mechas drenantes. Fuente: Menard (2018).	25
Figura 3.7. Extracción del casing. Fuente: Keller Cimentaciones (2018).	25
Figura 3.8. Mecha de 20cm. Fuente: Keller Cimentaciones (2018).	26
Figura 3.9. Distribución de mechas drenantes con malla triangular. Fuente: Balaam y Poulos (1985).	28
Figura 3.10. Distribución de mechas drenantes con malla cuadrada. Fuente: Balaam y Poulos (1985).	28
Figura 4.1. Criterio de falla según Mohr. Fuente: MIDAS (2020).	35
Figura 4.2. Relación entre Deformación vs Esfuerzo. Fuente: MIDAS (2020).	36
Figura 4.3. Parámetros empleados en el modelo constitutivo Cam-Clay Modificado. Fuente: MIDAS (2020).	36
Figura 4.4. Superficie de fluencia en el modelo Cam-Clay Modificado. Fuente: MIDAS (2020).	37
Figura 4.5. Ejemplo de elemento a consolidar (arcilla) y elemento no consolidable (arena). Fuente: MIDAS (2020).	39
Figura 5.1. Imagen satelital del caso de estudio en Puno. Fuente: Propia.	40
Figura 5.2. Perfil estratigráfico del caso de estudio. Fuente: Propia.	43
Figura 5.3. Asentamientos que se generan en el terreno debido a la presión total aplicada. Fuente: Propia.	48
Figura 5.4. Asentamientos que se generan en el terreno debido a la presión del terraplén. Fuente: Propia.	53
Figura 5.5. Vista Isométrica de la geometría. Fuente: Propia.	54
Figura 5.6. Lista de materiales empleados y propiedades aplicadas en el modelo. Fuente: Propia.	55
Figura 5.7. Geometría post-mallado. Fuente: Propia.	55

Figura 5.8. Asignación de cargas y la característica Non Consolidation en el mallado. Fuente: Propia.....	56
Figura 5.9. Asignación de frontera y cambios de propiedad en el mallado. Fuente: Propia. ..	56
Figura 5.10. Presión de poros inicial del terreno. Fuente: Propia.....	57
Figura 5.11. Etapa constructiva N°2. Fuente: Propia.....	57
Figura 5.12. Etapa constructiva N°3. Fuente: Propia.....	58
Figura 5.13. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°3). Fuente: Propia. ..	58
Figura 5.14. Etapa constructiva N°4. Fuente: Propia.....	58
Figura 5.15. Asentamiento del terreno en cm. (Etapa constructiva N°4). Fuente: Propia.....	59
Figura 5.16. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°4). Fuente: Propia. ..	59
Figura 5.17. Asentamiento del terreno en cm. (Etapa constructiva N°5). Fuente: Propia.....	59
Figura 5.18. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°5). Fuente: Propia. ..	60
Figura 5.19. Vista del modelo “terreno+terraplén”. Fuente: Propia.	60
Figura 5.20. Asentamiento del terreno en cm. (Etapa constructiva N°24). Fuente: Propia.....	62
Figura 5.21. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°24). Fuente: Propia. 62	
Figura 5.22. Asentamiento del terreno en cm. (Etapa constructiva N°28). Fuente: Propia.....	63
Figura 5.23. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°28). Fuente: Propia. 63	
Figura 5.24. Asentamiento del terreno en cm. (Etapa constructiva N°29). Fuente: Propia.....	63
Figura 5.25. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°29). Fuente: Propia. 64	
Figura 5.26. Definición de las propiedades de las mechas drenantes. Fuente: Propia.	70
Figura 5.27. Instalación de mechas drenantes en el terreno. Fuente: Propia.	71
Figura 5.28. Asentamiento del terreno en m. (Etapa constructiva N°24). Fuente: Propia.....	71
Figura 5.29. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°24). Fuente: Propia. .	72
Figura 5.30. Asentamiento del terreno en m. (Etapa constructiva N°25). Fuente: Propia.....	72
Figura 5.31. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°25). Fuente: Propia. 72	
Figura 6.1. Ubicación de los puntos para sus análisis respectivos. Fuente: Propia.	73
Figura 6.2. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.....	74
Figura 6.3. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.	76
Figura 6.4. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.	76
Figura 6.5. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.....	78
Figura 6.6. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.	80
Figura 6.7. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.	80
Figura 6.8. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.....	82
Figura 6.9. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.	83
Figura 6.10. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.	83
Figura 6.11. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.....	85
Figura 6.12. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.	86
Figura 6.13. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.	86
Figura 6.14. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.....	88
Figura 6.15. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.	89
Figura 6.16. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.	89
Figura 6.17. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.....	91
Figura 6.18. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.	92
Figura 6.19. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.	92

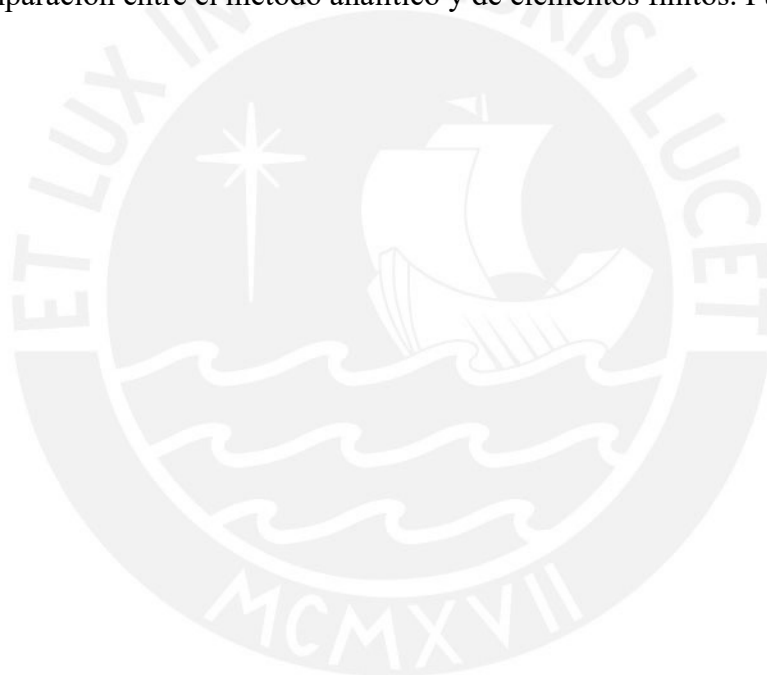
Figura 6.20. Asentamiento vs Tiempo de los 4 casos analizados por el MEF. Fuente: Propia.	94
Figura 6.21. Asentamiento vs Tiempo de los 4 casos analizados por ambos métodos. Fuente: Propia.	95
Figura 6.22. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B de los 4 casos analizados. Fuente: Propia.	96
Figura 6.23. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C de los 4 casos analizados. Fuente: Propia.	96



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Normativas y especificaciones de las mechas drenantes. Fuente: Menard (2018).	19
Tabla 3.2. Ejemplo de especificaciones para material drenante. Fuente: Menard (2018).	21
Tabla 5.1. Resumen de ensayos de clasificación estándar. Fuente: Propia.	41
Tabla 5.2. Resumen de ensayos de penetración estática CPTu. Fuente: Propia.	42
Tabla 5.3. Resultados de los ensayos de consolidación. Fuente: Propia.	42
Tabla 5.4. Parámetros del relleno orgánico. Fuente: Propia.	45
Tabla 5.5. Parámetros de los estratos de suelo fino. Fuente: Propia.	45
Tabla 5.6. Parámetros de los estratos de suelo granular. Fuente: Propia.	46
Tabla 5.7. Parámetros del terraplén. Fuente: Propia.	46
Tabla 5.8. Parámetros del concreto. Fuente: Propia.	47
Tabla 5.9. Asentamiento en el estrato MH-1. Fuente: Propia.	49
Tabla 5.10. Asentamiento en el estrato ML-1. Fuente: Propia.	49
Tabla 5.11. Asentamiento en el estrato ML-2. Fuente: Propia.	49
Tabla 5.12. Altura de drenaje (H_{dr}) y coeficiente de consolidación vertical (C_{vi}) para cada estrato de suelo fino. Fuente: Propia.	50
Tabla 5.13. Relación entre H_{dr}^2/C_v . Fuente: Propia.	50
Tabla 5.14. Tiempo que tardará el suelo en asentarse 34.59 cm. Fuente: Propia.	51
Tabla 5.15. Altura de terraplén calculada. Fuente: Propia.	54
Tabla 5.16. Etapas constructivas para el cálculo del asentamiento generado por la estructura al terreno	56
Tabla 5.17. Resumen de las características del terraplén. Fuente: Propia.	61
Tabla 5.18. Etapas constructivas para el análisis de consolidación del caso de estudio. Fuente: Propia.	61
Tabla 5.19. Diámetro equivalente entre drenes con una separación de 3.50 m. Fuente: Propia.	65
Tabla 5.20. Tiempo que tardará en llegar a $U_h=90\%$. Fuente: Propia.	65
Tabla 5.21. Diámetro equivalente entre drenes con una separación de 4.50 m. Fuente: Propia.	65
Tabla 5.22. Tiempo que tardará en llegar a $U_h=90\%$. Fuente: Propia.	66
Tabla 5.23. Diámetro equivalente entre drenes con una separación de 5.50 m. Fuente: Propia.	66
Tabla 5.24. Tiempo que tardará en llegar a $U_h=90\%$. Fuente: Propia.	67
Tabla 5.25. Diámetro equivalente entre drenes con una separación de 6.50 m. Fuente: Propia.	67
Tabla 5.26. Tiempo que tardará en llegar a $U_h=90\%$. Fuente: Propia.	68
Tabla 5.27. Etapas constructivas para el modelo con mechas drenantes. Fuente: Propia.	69
Tabla 5.28. Parámetros de mechas drenantes. Fuente: Propia.	70
Tabla 6.1. Resumen de los desplazamientos obtenidos en el punto A. Fuente: Propia.	73
Tabla 6.2. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.	75
Tabla 6.3. Resumen de los desplazamientos obtenidos en el punto A. Fuente: Propia.	77

Tabla 6.4. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.	79
Tabla 6.5. Resumen del asentamiento obtenido. Fuente: Propia.	81
Tabla 6.6. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.	82
Tabla 6.7. Resumen del asentamiento obtenido. Fuente: Propia.	84
Tabla 6.8. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.	85
Tabla 6.9. Resumen del asentamiento obtenido. Fuente: Propia.	87
Tabla 6.10. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.	88
Tabla 6.11. Resumen del asentamiento obtenido. Fuente: Propia.	90
Tabla 6.12. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.	91
Tabla 6.13. Comparación entre el método analítico y de elementos finitos. Fuente: Propia...97	



Capítulo 1. Introducción

1.1. Justificación

Córdova (2015) indicó que la consolidación es un fenómeno que se produce al cargar un suelo fino parcial o totalmente saturado, lo cual genera asentamientos en un periodo largo de tiempo. Estos pueden ser críticos para una construcción si se producen con gran amplitud. Una solución para este problema es el uso de las mechas drenantes junto con un relleno de precarga, las cuales aceleran el proceso de consolidación para disminuir de forma significativa el tiempo de asentamiento de los suelos finos antes de la construcción de la estructura y, además, resulta en un menor asentamiento post-construcción. Estas mechas son diseñadas, en su mayoría, por el método analítico de Terzaghi, el cual emplea suposiciones que, por irse del lado de la seguridad, resultan en un sobredimensionamiento.

Esta tesis introduce el modelado de elementos finitos para obtener un diseño óptimo de mechas drenantes, considerando condiciones menos simplificadas del entorno. Por consiguiente, se obtiene un diseño más óptimo, una considerable reducción de tiempo de espera para el inicio de la construcción y un asentamiento tolerable post-construcción.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Comparar el diseño de mechas drenantes para un suelo fino mediante el método analítico de Terzaghi y el método de elementos finitos haciendo uso del software Midas GTS NX.

1.2.2. Objetivos específicos

- Evaluar los resultados obtenidos del diseño de mechas drenantes de un caso de estudio por el método analítico de Terzaghi y por el método de elementos finitos.
- Comparar ambos métodos de diseño.

1.3. Marco teórico

El proceso de consolidación primaria consiste en la disipación de las sobrepresiones intersticiales o excesos de presión de poros en suelos finos saturados (parcial o totalmente), durante un determinado tiempo, luego de que es aplicada una carga. La disipación del exceso de presión de poros lleva consigo una deformación volumétrica debido al drenaje de las presiones intersticiales transmitidas al agua por la carga aplicada y por la reducción de los poros del suelo o reacomodo de las partículas a posiciones más estables (Gutiérrez, 2018, p.1).

Debido a la baja permeabilidad característica de las arcillas, la reducción de la presión intersticial es un proceso muy lento que puede extenderse a lo largo de varios años después de la aplicación de la carga (Menard, 2018). Por lo tanto, es imperativo desarrollar técnicas para reducir el contenido de agua del suelo y mejorar la resistencia de los suelos blandos en un período de tiempo relativamente corto (Geng et al., 2017, p.1).

En los últimos años, una de las técnicas que ha cobrado mayor importancia es la aplicación del sistema de drenaje vertical. Este sistema, utilizado en suelos finos, facilita la disipación de las presiones intersticiales del terreno y permite, así, aumentar la velocidad de consolidación, la cual depende de los flujos verticales (dentro del dren) y horizontales (dentro del suelo) del agua. Los drenes verticales prefabricados son mechas de material plástico o textil de sección plana o cilíndrica y pueden alcanzar profundidades de más de 50 m. Dependiendo del tipo y de la composición de los suelos, también se pueden instalar drenes de arena o de grava (Menard, 2018).

Este sistema trabaja en conjunto con la aplicación de una presión al vacío o de una precarga. Por un lado, la presión al vacío consiste en la instalación de una red de drenes verticales y horizontales, de una membrana impermeable anclada en zanjas de estanqueidad y de bombas que generan un vacío en el suelo (Menard, 2018). Por otro lado, la precarga es un

relleno que se instala en el terreno por fases debido al riesgo potencial de deslizamiento y, en caso de ser necesario, se le puede aplicar una sobrecarga adicional para optimizar sus resultados (Menard, 2018).

Estos drenes pueden ser diseñados por el método analítico y por el método de elementos finitos. Por un lado, el primer método de diseño es el resultado del estudio sobre el problema del drenaje radial de Barron, quien toma como guía las suposiciones simplificadoras de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi. A esto se le añade la modificación realizada por Hansbo, la cual incluye las consideraciones de perturbación del suelo y efectos de resistencia al drenaje. Esto resulta en una fórmula de diseño general que toma en cuenta las últimas consideraciones mencionadas, las cuales “tienden a retardar la tasa de consolidación; sin embargo, estos efectos dependen de las condiciones del proyecto y pueden o no pueden ser significativos” (Gutiérrez, 2018, p.25).

Por otro lado, Xu y Pan (2020) indican que las suposiciones de la teoría de Terzaghi, tales como la carga constante y el coeficiente constante de consolidación, resulta en un diseño muy conservador. Por esta razón, para obtener un diseño más preciso tomando en cuenta las condiciones menos simplificadas del entorno, se realizaron diversos estudios con métodos numéricos. Tal es el caso del método de elementos finitos, en donde se analizaron principalmente las variaciones de los parámetros del suelo como la permeabilidad, la compresibilidad y la variación de carga. La variación de estos parámetros refleja mejor el comportamiento del suelo en las construcciones reales. Finalmente, se concluyó que, con el desarrollo de métodos numéricos, las complejas ecuaciones de consolidación se pueden resolver de manera eficiente, lo que permite realizar las iteraciones necesarias a los cálculos de consolidación.

1.4. Hipótesis

Se asume que el diseño de mechas drenantes por el método de elementos finitos, al ser más preciso y considerar las condiciones menos simplificadas del entorno, evita el sobre dimensionamiento, dando lugar a diseños más óptimos que los obtenidos por el método analítico.

1.5. Metodología

- Recopilación de documentación acerca de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi y de las propiedades de las mechas drenantes.
- Recopilación de documentación acerca del diseño de mechas drenantes por el método convencional.
- Aprendizaje del software Midas GTS NX.
- Recopilación y análisis de la información del caso de estudio: Ensayo de consolidación (C_c , C_r , σ'_p), CPTu (Ch), SPT, contenido de humedad, peso específico, etc. Todo esto se resume en el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) y la información de este se emplea para el diseño de mechas drenantes.
- Cálculo del asentamiento generado por la estructura y altura necesaria del terraplén para generar el asentamiento deseado por el método convencional.
- Construcción del modelo de elementos finitos sin mechas drenantes en Midas GTS NX para calcular el asentamiento y el tiempo en el que este se genera.
- Diseño de mechas drenantes por el método convencional.
- Construcción del modelo de elementos finitos con mechas drenantes en Midas GTS NX para calcular el asentamiento y el tiempo en el que este se genera.
- Comparación y análisis de los resultados obtenidos del diseño de mechas drenantes por ambos métodos.

Capítulo 2. Conceptos fundamentales de consolidación

2.1. Consolidación

Todo suelo experimenta deformaciones cuando es sometido a una variación de esfuerzos, la cual se puede interpretar como la aplicación de una sobrecarga. El resultado de la aplicación de esta es el incremento de esfuerzos totales en el terreno, los cuales son soportados inicialmente por el volumen de agua presente en el suelo, lo que genera un exceso de presión intersticial. Debido a que el agua no resiste esfuerzos cortantes, la disipación de este exceso de presión se produce mediante el flujo del agua hacia la superficie, cuya velocidad es controlada por la carga externa y por el coeficiente de permeabilidad del suelo (k). A este proceso se le denomina consolidación, el cual presenta dos consecuencias:

- Incremento de esfuerzos efectivos, debido al aumento del esfuerzo total y a la disipación del exceso de presión intersticial.
- Reducción del volumen total, debido a que el volumen de los sólidos se mantiene constante y el flujo de agua representa una reducción en el volumen de vacíos (reducción de la relación de vacíos).

Adicionalmente, la reducción del volumen total genera un asentamiento en el terreno. El tiempo de desarrollo de este depende del tipo de suelo en donde se ejecute la obra. Por un lado, el asentamiento total en los suelos granulares se produce de forma inmediata, es decir, al final de la construcción, puesto que poseen un alto coeficiente de permeabilidad. Por otro lado, el asentamiento total en los suelos finos se produce a largo plazo, es decir, mucho después de finalizar la construcción, puesto que poseen un bajo coeficiente de permeabilidad.

2.2. Tipos de consolidación

2.2.1. Consolidación primaria

Una vez aplicada la sobrecarga en el terreno, se produce la reducción del volumen total debido al drenaje del agua hacia la superficie, mientras que la carga que soporta el agua es transferida al esqueleto mineral. Este proceso es la consolidación propiamente dicha explicada a detalle en la sección 2.1.

2.2.2. Consolidación secundaria

Una vez finalizada la consolidación primaria, se produce otro fenómeno denominado consolidación secundaria, el cual es la última fase del asentamiento total. Esto ocurre debido al reacomodo de partículas del suelo a posiciones más estables. “Podría pensarse que el asentamiento continúa porque aún queda presión intersticial por disipar. Sin embargo, se han hecho numerosos ensayos especiales en los que se mide la presión intersticial, y, sistemáticamente, la presión de agua en esta fase del ensayo es prácticamente nula” (Zegarra, 2016, p.32).

2.3. Teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi

2.3.1. Principio de esfuerzo efectivo

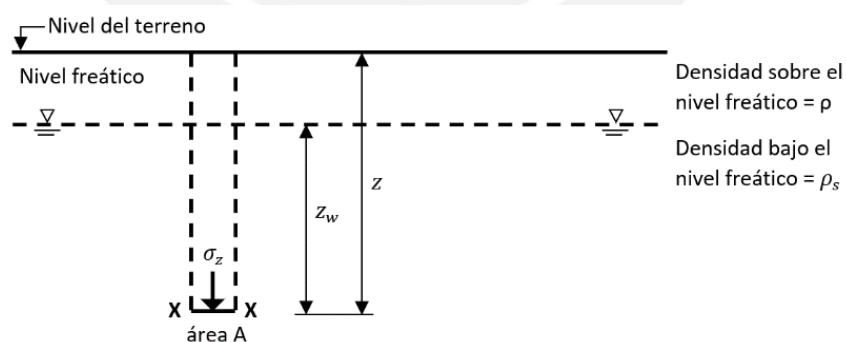


Figura 2.1. Esquema de un terreno con nivel freático elevado. Fuente: Gutiérrez (2018).

Como se observa en la figura 2.1, cuando se tiene un terreno que presenta un nivel freático (NF) elevado, las partículas del suelo que se encuentran bajo este NF presentan un esfuerzo total (σ) y una presión intersticial (U) a una profundidad determinada. Luego, se define el esfuerzo efectivo (σ') como la parte del esfuerzo total que es tomada

por el esqueleto mineral del suelo, es decir, la diferencia entre el esfuerzo total (σ) y la presión de poros (U).

$$\sigma' = \sigma - U \dots\dots (2.1)$$

2.3.2. Analogía mecánica propuesta por Terzaghi

Terzaghi propuso un modelo idealizado mecánico para entender el comportamiento del suelo en el proceso de consolidación, el cual se puede observar en la figura 2.2.

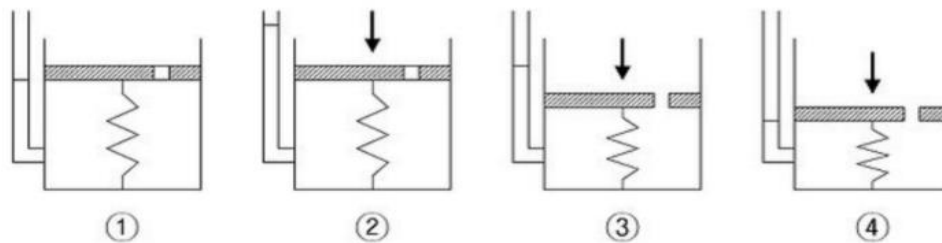


Figura 2.2. Modelo idealizado propuesto por Terzaghi. Fuente: Gutiérrez (2018).

Interpretación del modelo mecánico:

- Resorte → Estructura de partículas sólidas
- Fluido incompresible → Agua entre las partículas
- Orificio → Permeabilidad del suelo

Según Gutiérrez (2018), la analogía del proceso de consolidación se explica en 4 pasos:

1. Se tiene un cilindro lleno de agua con el orificio cerrado, lo cual representa al suelo saturado.
2. Se aplica una carga P con el orificio cerrado, por lo que toda la carga es soportada por el agua. Esto hace referencia al exceso de presión intersticial.
3. Se abre el orificio, el agua empieza a drenar y el resorte a comprimirse. Esto hace referencia a la disipación de presión intersticial y al flujo del agua hacia la superficie.
4. Una vez drenada toda el agua, el resorte pasa a soportar la carga aplicada en su totalidad. Esto hace referencia a que, una vez disipado todo el exceso de presión intersticial, el esqueleto mineral pasaría a soportar toda la carga aplicada.

Este último paso significa el fin del proceso de consolidación primaria.

2.3.3. Hipótesis de Terzaghi

Terzaghi, Peck y Mesri (1996) plantearon las siguientes hipótesis:

- Se considera un suelo homogéneo e isotrópico.
- El suelo está saturado ($S=100\%$).
- La compresibilidad del agua y los sólidos son despreciables.
- El suelo y el flujo del agua son comprimidos en una sola dimensión (dirección vertical) y no hay desplazamiento de las partículas en la dirección horizontal.
- La ley de Darcy es válida y todas sus hipótesis.
- El suelo se encuentra lateralmente confinado y los esfuerzos producidos (efectivos y totales) son iguales en todos los puntos de cualquier sección horizontal y para cualquier etapa del proceso de consolidación.
- El coeficiente de permeabilidad y compresibilidad son independientes del tiempo y de su ubicación en el espacio en el proceso de consolidación.
- La relación de vacíos y la presión presentan una correlación lineal de manera idealizada.
- La carga es aplicada súbitamente.
- No se considera el proceso de consolidación secundaria.

2.3.4. Ecuación diferencial de consolidación

Se sabe que el cambio volumétrico en el elemento es la diferencia entre la cantidad del flujo que entra y el que sale. Además, se asume que la consolidación del estrato de arcilla ocurre entre dos estratos de arena, el estrato superior presenta una carga uniforme y se produce una deformación uniforme. En estas condiciones, la consolidación dependerá del drenaje de agua de los vacíos del suelo, por lo que se puede considerar un flujo vertical continuo en el elemento para determinar la ecuación de consolidación. En

la figura 2.3, se observa un esquema del flujo de agua continuo en un diferencial del estrato de arcilla.

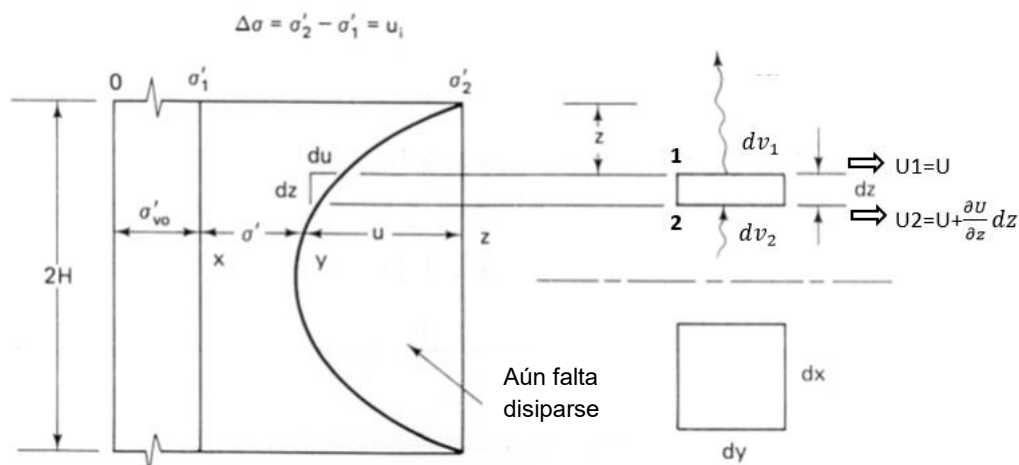


Figura 2.3. Esquema de variación de volumen en un elemento diferencial. Fuente: Zegarra (2016).

La pérdida de agua se puede calcular de dos maneras:

a. Diferencia entre el volumen de agua de entrada y salida (dV_1 y dV_2)

Para el elemento diferencial mostrado en la figura 4, el flujo de agua es ascendente y es producido por la diferencia de presiones entre U_1 y U_2 .

$$U_1 = U \quad \text{Subpresión hidrostática en 1} \dots\dots\dots (2.2)$$

$$U_2 = U + \frac{\partial U}{\partial z} dz \quad \text{Subpresión hidrostática en 2} \dots\dots\dots (2.3)$$

Para calcular la variación de volumen en el tiempo del elemento diferencial, se aplica la ley de Darcy.

$$dV = K * i * A * dt \dots\dots\dots (2.4)$$

En donde K y A son constantes en el tiempo.

El gradiente hidráulico en la parte superior del elemento diferencial (i_1) se calcula de la siguiente forma:

$$i_z = \frac{\text{pérdida de carga hidráulica}}{\text{distancia}} \dots\dots\dots (2.5)$$

$$i_1 = \frac{\partial}{\partial z} * \frac{U}{\gamma_w} = \frac{1}{\gamma_w} * \frac{\partial U}{\partial z} \dots\dots\dots (2.6)$$

El gradiente hidráulico en la parte inferior del elemento diferencial (i_2) se calcula de la siguiente forma:

$$i_2 = \frac{1}{\gamma_w} * \frac{\partial}{\partial Z} * (U + \frac{\partial U}{\partial Z} dz) \dots\dots\dots (2.7)$$

$$i_2 = \frac{1}{\gamma_w} * \frac{\partial U}{\partial Z} + \frac{1}{\gamma_w} * \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} dz \dots\dots\dots (2.8)$$

Con los gradientes hidráulicos hallados, se procede a calcular el flujo de salida dV_1 durante el tiempo dt :

$$dV_1 = K * \frac{1}{\gamma_w} * \frac{\partial U}{\partial Z} * dt \quad \text{Se asume Área} = dx * dy = 1 \dots\dots\dots (2.9)$$

Análogamente, se calcula el flujo de entrada dV_2 durante el tiempo dt :

$$dV_2 = K * \frac{1}{\gamma_w} * \left(\frac{\partial U}{\partial Z} + \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} dz \right) * dt \dots\dots\dots (2.10)$$

Luego, se resta $dV_2 - dV_1$ para calcular el cambio de volumen.

$$\Delta dV = \frac{K}{\gamma_w} * \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} dz dt \dots\dots\dots (2.11)$$

b. Cambio volumétrico en función de coeficiente de compresibilidad volumétrica

(m_v)

Una vez realizado el ensayo de consolidación a una muestra de suelo, es posible establecer una relación entre el asentamiento total “S” y la variación de la relación de vacíos “ Δe ” debido a las características de compresibilidad de la muestra. En la figura 2.4, se puede observar un esquema de lo antes mencionado.

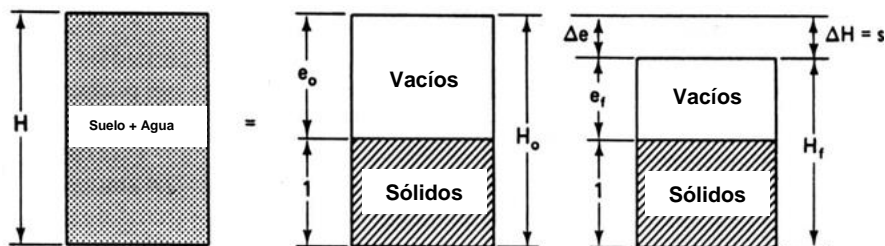


Figura 2.4. Relación entre el asentamiento total (S) y la variación de la relación de vacíos (Δe). Fuente: Zagarra (2016).

Para facilitar los cálculos, se asume el área de la muestra igual a uno ($A = 1$).

h = altura inicial de la muestra

S = asentamiento total de la muestra

hV_o = altura inicial de vacíos = $\frac{V_o}{A}$

hV_f = altura final de vacíos = $\frac{V_f}{A}$

h_s = altura de sólidos = $\frac{V_s}{A}$

e_o = relación de vacíos inicial

e_f = relación de vacíos final

Ahora, se deducirá la relación entre el asentamiento total S y la variación de la relación de vacíos Δe .

$$S = hV_o - hV_f = \frac{hV_o - hV_f}{hV_o + h_s} \dots\dots\dots (2.12)$$

$$h = \frac{\frac{hV_o}{h_s} - \frac{hV_f}{h_s}}{\frac{hV_o}{h_s} + \frac{h_s}{h_s}} * h \dots\dots\dots (2.13)$$

$$S = \frac{e_o - e_f}{1 + e_o} * h = \frac{\Delta e}{1 + e_o} * h \dots\dots\dots (2.14)$$

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_o} * h \dots\dots\dots (2.15)$$

Luego, con la gráfica de la curva edométrica $\sigma' vs e$, se halla la pendiente a_v y se obtiene lo siguiente:

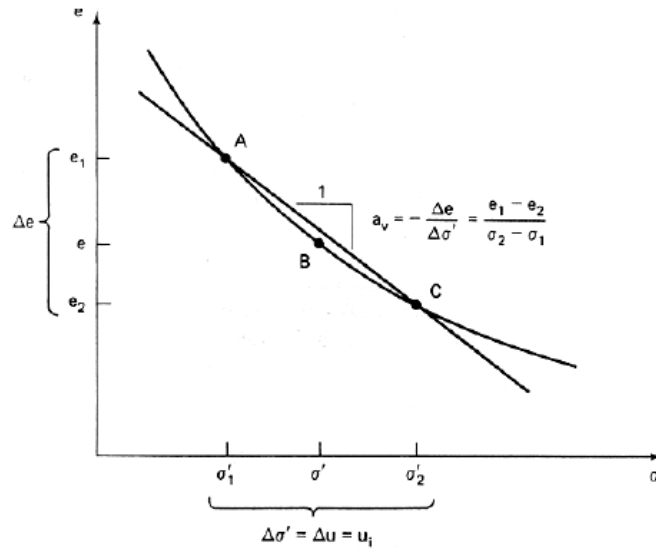


Figura 2.5. Curva edométrica σ' vs e . Fuente: Zegarra (2016).

a_v = coeficiente de compresibilidad (pendiente de la recta)

m_v = coeficiente de cambio volumétrico

$\Delta\sigma'$ = Variación de esfuerzos efectivos entre la condición inicial y final

Δe = Variación de la relación de vacíos entre la condición inicial y final

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \dots\dots (2.16)$$

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} \dots\dots (2.17)$$

$$S = \frac{a_v}{1+e_0} \Delta\sigma' * h \dots\dots (2.18)$$

$$S = m_v * \Delta\sigma' * h \dots\dots (2.19)$$

Derivando la ecuación de asentamiento total, se obtiene lo siguiente:

$$\Delta dV = m_v * d\sigma' * dz \dots\dots (2.20)$$

Conociendo el principio de esfuerzo efectivo $\sigma' = \sigma - U$, se sabe que la presión hidrostática (U) se reducirá y el esfuerzo efectivo (σ') se incrementará, mientras que, el esfuerzo total no variará. Por lo tanto, siempre se cumplirá lo siguiente:

$$\sigma = \sigma' + U \dots\dots (2.21)$$

Derivando esta expresión, se obtiene:

$$0 = d\sigma' + dU \dots\dots (2.22)$$

$$dU = -d\sigma' \dots\dots (2.23)$$

Luego, se deriva en función del tiempo y se obtiene:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = -\frac{d\sigma'}{dt} \dots\dots (2.24)$$

$$d\sigma' = -\frac{\partial U}{\partial t} dt \dots\dots (2.25)$$

Finalmente, reemplazando $d\sigma'$ en (2.4):

$$\Delta dV = -m_v \frac{\partial U}{\partial t} dt dz \dots\dots (2.26)$$

Una vez calculada la pérdida de agua por ambos métodos, se igualan las ecuaciones (2.11) y (2.26) en valor absoluto y se obtiene la “Ecuación diferencial de consolidación” (2.29).

$$\Delta dV = m_v \frac{\partial U}{\partial t} dt dz = \frac{K}{\gamma_w} * \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} dz dt \dots\dots (2.27)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{K}{\gamma_w * m_v} * \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} \dots\dots (2.28)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} \dots\dots (2.29)$$

$$C_v = \frac{K}{\gamma_w * m_v} = \frac{T_v H^2}{t} \dots\dots (2.30)$$

El coeficiente de consolidación vertical (C_v) será constante porque “k” y “mv” son constantes. La solución de la ecuación diferencial de consolidación (2.29) requiere del uso de series de Fourier y de la consideración de las condiciones de frontera inicial y final. Esta solución suele ser compleja de resolver, por lo que se han desarrollado métodos computacionales de elementos finitos que facilitan el modelado del problema y la solución de estos.

Adicionalmente, si se considera una consolidación radial, el exceso de presiones intersticiales se disipará mediante flujos verticales y radiales simultáneamente, pero las

deformaciones se seguirán produciendo solo en la dirección vertical. La ecuación diferencial que rige el flujo vertical y radial incluye una variable denominada “coeficiente de consolidación horizontal (C_h)”. Esta variable se puede hallar mediante el ensayo de penetración estática (CPTu).

2.3.5. Curva edométrica

El ensayo de consolidación permite obtener la curva edométrica usando la relación entre la relación de vacíos (e) y el esfuerzo efectivo ($\sigma'v$). En la figura 2.6, el eje de las abscisas representa, en escala semilogarítmica, el esfuerzo efectivo y el eje de las ordenadas, la relación de vacíos.

Como se sabe, en el ensayo de consolidación, se realizan diferentes ciclos de carga y descarga, lo que genera que la curva edométrica presente escalones de carga, descarga y recarga. A continuación, se detalla el nombre que recibe cada ramal.

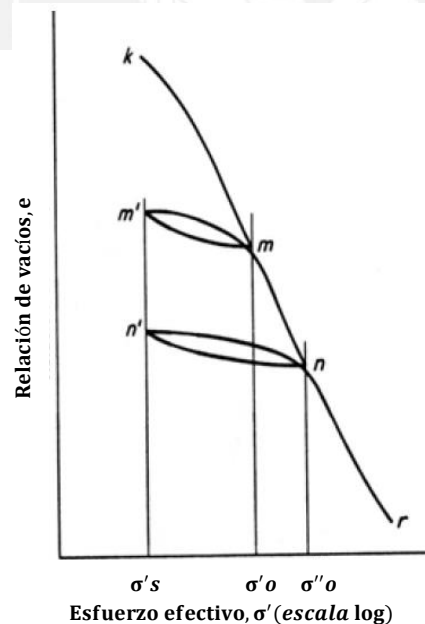


Figura 2.6. Curva $\log \sigma'$ vs e . Fuente: Zegarra (2016).

Donde, k-m representa la curva virgen, m-m' representa la curva de descarga y n-n'-r representa la nueva curva de rebote.

La idealización de esta curva resulta en dos rectas con diferentes pendientes. El cambio de pendiente toma lugar en el punto $(\sigma'p; e)$. $\sigma'p$ representa el máximo esfuerzo efectivo vertical (esfuerzo de preconsolidación) que el suelo ha experimentado en toda su historia. La pendiente antes de alcanzar el esfuerzo $\sigma'p$ (Cr) es mucho menor a la pendiente luego de sobrepasar este valor (Cc). Esto significa que el suelo presentará grandes asentamientos solamente cuando el esfuerzo $\sigma'p$ sea superado.

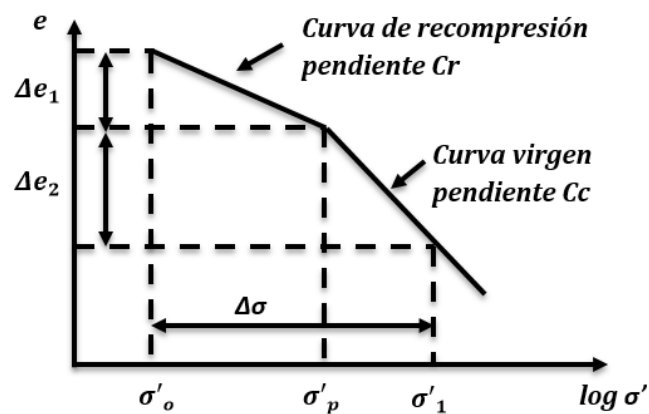


Figura 2.7. Curva idealizada $\log \sigma'$ vs e . Fuente: Zegarra (2016).

$$Cr = \frac{\Delta e_1}{\log\left(\frac{\sigma'p}{\sigma'o}\right)} \dots\dots\dots (2.31)$$

$$Cc = \frac{\Delta e_2}{\log\left(\frac{\sigma'1}{\sigma'p}\right)} \dots\dots\dots (2.32)$$

2.3.6. Tipos de suelo según su historia de esfuerzos efectivos

El suelo se puede clasificar según los esfuerzos efectivos que ha venido soportando a lo largo de los años, siendo el esfuerzo de preconsolidación ($\sigma'p$) el mayor esfuerzo efectivo de todos estos. Los dos principales casos que se presentan son los suelos normalmente consolidados y los suelos preconsolidados. Por un lado, si el esfuerzo efectivo soportado por el suelo actualmente ($\sigma'v$) es menor al esfuerzo de preconsolidación, el suelo es preconsolidado. Por otro lado, si el esfuerzo efectivo

soportado por el suelo actualmente es igual al esfuerzo de preconsolidación, el suelo es normalmente consolidado.

Existen tres formas de calcular el asentamiento según el tipo de suelo en el que se encuentre:

- Suelo normalmente consolidado $\sigma'_p = \sigma'_v$ $\sigma'_p < \sigma'_v + \Delta\sigma'_v$

$$S = \frac{H}{1+e_0} C_c * \log\left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v}\right) \dots\dots\dots (2.33)$$

- Suelo preconsolidado $\sigma'_p > \sigma'_v$ $\sigma'_p > \sigma'_v + \Delta\sigma'_v$

$$S = \frac{H}{1+e_0} C_r * \log\left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v}\right) \dots\dots\dots (2.34)$$

- Suelo preconsolidado $\sigma'_p > \sigma'_v$ $\sigma'_p < \sigma'_v + \Delta\sigma'_v$

$$S = \frac{H}{1+e_0} \left[C_r * \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}\right) + C_c * \log\left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p}\right) \right] \dots\dots\dots (2.35)$$

2.3.8. Grado de consolidación

Para determinar el tiempo que tardará el suelo en alcanzar cierto grado de consolidación U (porcentaje del asentamiento total), se debe calcular el factor de tiempo vertical (Tv) mediante las siguientes fórmulas:

Para U < 60%

$$Tv = \frac{\pi}{4} U^2 \dots\dots\dots (2.36)$$

Para U > 60%

$$Tv = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%) \dots\dots\dots (2.37)$$

Con el factor de tiempo vertical (Tv) obtenido y con la ecuación (2.30) del coeficiente de consolidación (Cv), se determina el tiempo que tardaría el suelo en lograr el grado de consolidación requerido.

Capítulo 3. Mechass drenantes

3.1. Aspectos generales

Las mechas drenantes se emplean para acelerar la consolidación de suelos poco permeables y tienen una profundidad determinada por el estudio geotécnico de cada proyecto. Este tratamiento de terreno consiste en facilitar el drenaje del agua que contiene el suelo y disminuye, en gran medida, el tiempo de consolidación de los suelos finos. Asimismo, va acompañado de una capa drenante con geotextiles en la base del terraplén o precarga con la finalidad de que el agua extraída drene por este medio (ver figura 3.1).

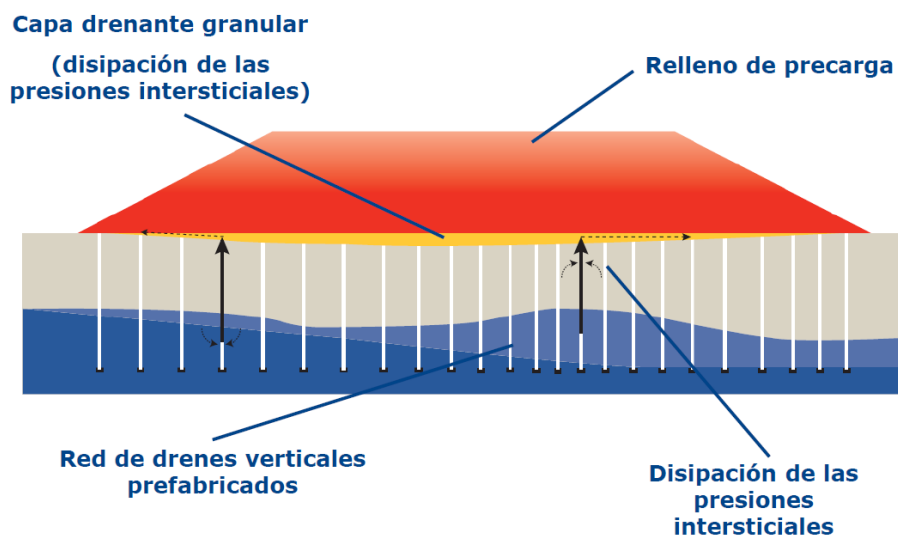


Figura 3.1. Precarga más mechas drenantes. Fuente: Herrera (2020, 25m15s).

Al instalar los drenes verticales, el suelo tiene las vías necesarias para disipar el exceso de presiones intersticiales, ya que estos drenes proporcionan un drenaje bidireccional con trayectorias cortas en dirección horizontal que incrementan la velocidad de drenaje del agua en ambos sentidos. Cabe recalcar que, mientras más corta sea la distancia entre los drenes, menor será el recorrido que tiene que realizar el agua para ser drenada y el proceso de consolidación será más rápido. En la figura 3.2, se puede observar la comparación entre el recorrido que realiza el agua expulsada en el terreno sin drenes verticales (imagen a la izquierda) y con drenes verticales (imagen a la derecha).

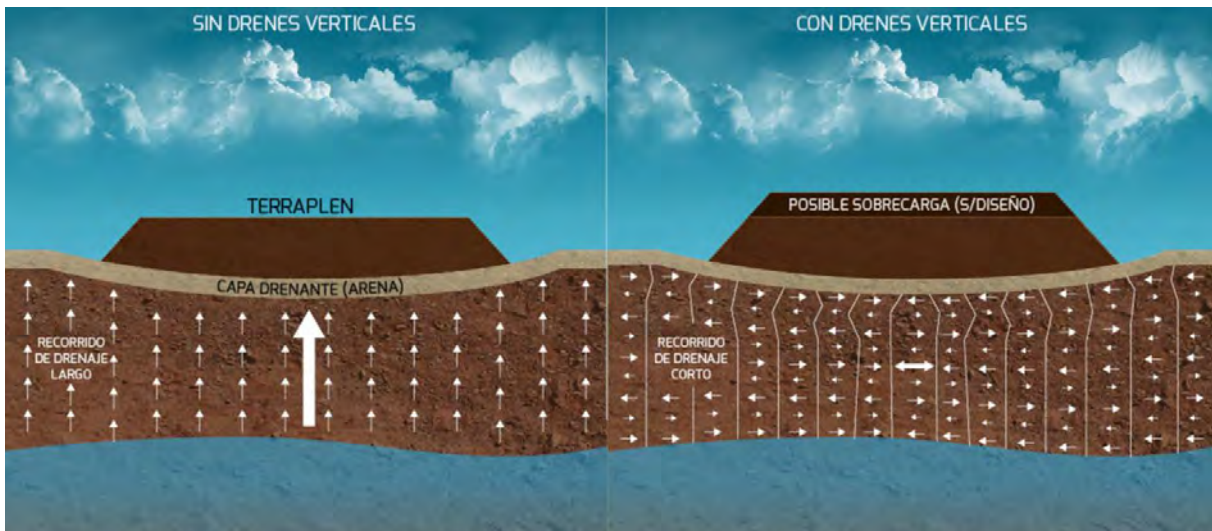


Figura 3.2. Comparación entre un terreno con drenes verticales y otro sin drenes verticales. Fuente: Pilotes Terratest (s.f.).

3.1.1. Características de los materiales de las mechas drenantes prefabricadas (PVD)

Las mechas drenantes prefabricadas son elementos longitudinales flexibles, con sección transversal rectangular, que están compuestos por un núcleo flexible de polipropileno de alta calidad, rodeado de un filtro sólido y duradero (geotextil). Este núcleo tiene como finalidad evacuar el agua expulsada por el suelo y brindarle soporte al filtro sólido (camisa filtrante). En la figura 3.3, se observa el interior de la mecha drenante.



Figura 3.3. Mecha drenante. Fuente: Menard (2018).

La camisa filtrante está compuesta de papel o cartón tratado y de geotextiles tejidos o no tejidos de polipropileno, poliéster y otras fibras sintéticas que conforman una barrera física con la finalidad de separar el flujo de agua en el núcleo con el suelo fino alrededor (Gutiérrez, 2018). Una de sus principales funciones es controlar el movimiento de las partículas de suelo y permitir el paso del agua hacia el núcleo. Además, previene la obstrucción del flujo interno bajo presiones de suelos laterales, ya que forma una superficie exterior a los canales de drenaje interno.

El núcleo drenante está compuesto por polipropileno, polietileno, etc. y tiene dos principales objetivos: brindar soporte a la camisa filtrante y generar un espacio libre dentro del filtro por donde pueda desplazarse el agua expulsada (Gutiérrez, 2018).

A modo de ejemplo, se indica a continuación las características de un dren típico y las normativas que este debe cumplir.

Tabla 3.1. Normativas y especificaciones de las mechas drenantes. Fuente: Menard (2018).

Características	Unidades	Normativa	Valores Típicos
Propiedades del geocompuesto			
Peso	g/m	ASTM D-5261	70
Ancho	m	-----	0.1
Espesor	mm	ASTM D-5199	5.0
Resistencia a la tracción	kN	ASTM D-4595	21
Alargamiento a 2.0%	%	ASTM D-4595	25
Propiedades del filtro geotextil			
Resistencia a la tracción	kN/m	ASTM D-4595	11
Deformación a la rotura	%	ASTM D-4595	25
A.O.S (E195)	micron	ASTM D-4751	<75
Permisividad	s-1	ASTM D-4491	1.7
Permeabilidad	m/s	ASTM D-4491	15x10-1
Densidad	g/m	-----	90
Presentación del rollo			
Ancho	m	-----	0.1
Largo	m	-----	200

Se debe tener en cuenta que las mechas drenantes deberán llegar en lotes bien rotulados y protegidos para evitar que sean expuestos a la intemperie (ver figura 3.4).



Figura 3.4. Lotes de mechas drenantes. Fuente: Menard (2018).

3.1.2. Características de los materiales de la capa drenante

La capa drenante está compuesta por materiales drenantes como las gravas, las cuales deben cumplir con las especificaciones brindadas por el especialista en geotecnia. En la tabla 3.2, se muestra un ejemplo de especificaciones para el material a utilizar en la capa drenante.

Tabla 3.2. Ejemplo de especificaciones para material drenante. Fuente: Menard (2018).

Especificaciones para material drenante	
Tamaño de agregados para dren	3/8" a 4"
Características del geotextil	3/8" a 4"
Tipo	No tejido de polipropileno - punzonado
Resistencia a la tensión	760 N
Elongación	> 50%
Resistencia al punzonamiento	435 N
Resistencia al punzonamiento CBR	1.8 kN
Resistencia al rasgado trapezoidal	285 N
Resistencia al estallido	1950 kPa
Tamaño de abertura aparente	Nro: 100
Tasa de flujo	5100 L/m ln/m ²
Masa por unidad de área	185 g/m ²
Resistencia UV (% retenido a 500 hrs)	> 70%
Rollo largo	130 m
Rollo área (calculado)	520 m ²
Clase	2

3.2. Ventajas de mechas drenantes prefabricadas frente al dren tradicional

Antes del desarrollo de las mechas drenantes prefabricadas, una gran opción para acelerar la consolidación del terreno era la aplicación del dren tradicional de arena. Este permitía una consolidación más rápida gracias a su alto coeficiente de permeabilidad. Sin embargo, presentaba algunas complicaciones en el transporte de material a la obra, construcción y calidad.

Las mechas drenantes presentan distintas ventajas en comparación al dren tradicional de arena. Una de las más importantes es la mínima alteración del terreno. En la instalación de ambos elementos drenantes, se desplaza terreno lateralmente; sin embargo, los drenes tradicionales desplazan un mayor volumen de terreno debido a la sección que presentan. Este volumen de terreno desplazado en el área circundante del dren crea una zona sobre la cual se producen sobrepresiones intersticiales, ya que actúa como una pequeña precarga. En el caso de las mechas drenantes, el mandril, junto con la mecha drenante, forma un área mínima que, al

ingresar en el terreno, desplaza un volumen insignificante de material, el cual se vuelve a colocar alrededor de la mecha al momento de extraer el mandril del terreno.

Otra importante ventaja es que la continuidad y calidad de la mecha drenante es asegurada, ya que viene directamente de fábrica mientras que la del dren de arena depende completamente del proceso de instalación (equipo utilizado, mano de obra con experiencia, calidad de la arena, etc). Además de esto, la rapidez de la instalación de la mecha drenante permite instalar hasta 3000 metros lineales por equipo por día mientras que el dren de arena presenta un rendimiento mucho menor.

Adicionalmente, se debe tener en cuenta que, gracias a que la mecha drenante viene en rollos, es mucho más sencillo acumularlos para que sean instalados luego, en comparación a los drenes de arena, ya que el material necesario para estos tiene que ser transportado en varios camiones. De igual manera, la supervisión necesaria para las mechas drenantes consiste solo en registrar el número de mechas instaladas y la profundidad a la que se llegó, ya que todo el proceso es mecanizado. Esta profundidad de instalación puede llegar a ser mucho mayor que la posible en un dren tradicional de arena. Finalmente, como resultado de todo lo anterior mencionado, las mechas drenantes son mucho más económicas que un dren de arena al mismo tiempo que su capacidad de descarga de agua es mucho mayor.

3.3. Instalación de mechas drenantes

3.3.1. Preparación del terreno

Se debe acondicionar el terreno para iniciar el proceso de instalación de drenes verticales, ya que esta será la plataforma de trabajo. De acuerdo a las condiciones del lugar, se deben realizar trabajos mínimos como remover la vegetación, escombros superficiales, suelo denso, suelo congelado o algún otro material que impida la instalación de los drenes. Asimismo, se debe verificar que la pendiente del terreno sea la apropiada para la instalación de los drenes y para que el agua expulsada drene como se

espera. Incluso una pequeña pendiente (2% - 5%) puede ocasionar que los equipos usados pierdan eficiencia en el proceso. El costo que representa el tener que emparejar la superficie debe compararse con el costo que implicaría la pérdida de eficiencia en el proceso.

3.3.2. Colocación de capa de precarga

Se coloca una capa de material que servirá de precarga con un CBR mínimo de 3%. Este material será comprimido en el terreno mediante la acción de la sobrecarga para poder aumentar la resistencia del terreno. El espesor de esta capa es variable, ya que se calcula según los ensayos de campo realizados y la cota de terreno natural, la cual se define con la cota final de hincado de las mechas drenantes.

3.3.3. Instalación del geotextil

Se coloca una capa de geotextil sobre la capa de precarga para el control de finos compuesto de fibras sintéticas (ver figura 3.5). Estas deben estar compuestas por no menos de 85% en peso de polipropileno, poliéster o poliamidas. En caso de necesitar más de un rollo de geotextil debido a la extensión del área de trabajo, se debe traslapar y coser el geotextil aguas arriba sobre el geotextil aguas abajo. Dicho traslape debe tener un mínimo de 40 cm.

Los traslapes deben ser costuras manuales, las cuales se pueden hacer con hilo de poliéster o polipropileno, pero nunca se puede usar un hilo de fibra natural con una tenacidad mayor que la fibra del geotextil. Además, el patrón de costura se determina mediante ensayos de campo y debe cumplir con un mínimo del 90% de la resistencia evaluada por el método de la tira ancha. El ensayo para costuras es el ASTM D-4595.

No se puede permitir que el geotextil quede expuesto (sin cubrir) por un tiempo mayor a 2 días en el caso de los no tejidos. Si estos llegan a dañarse, se deben reparar de manera inmediata.



Figura 3.5. Colocación de la capa de geotextil sobre la capa de precarga. Fuente: Geosintéticos Ferrero Soto (s.f.).

3.3.4. Colocación de capa drenante

Primero, se instalarán los equipos en un extremo de la plataforma, donde inicia el geotextil. Luego, se depositará el material drenante en rumas y, con un tractor, se pasará por encima para generar un empuje e ir formando la “cama” que permitirá el ingreso del resto de los equipos y seguir con el proceso. Cabe recalcar que se debe tener especial cuidado de no ocasionarle daños, cortes o punzonamiento al geotextil. Finalmente, se seguirá con el mismo proceso de colocación de la capa drenante hasta conseguir los 30 cm en toda el área que abarque el proyecto.

Adicionalmente, se debe tener en cuenta que el material drenante no tiene un grado de compactación, por lo tanto, el mismo equipo de empuje cumplirá la función de reacomodar las partículas del material para evitar la formación de vacíos. Por lo tanto, se debe considerar en todo momento que el terreno en donde se colocará la capa drenante tendrá una pendiente mínima que garantice el flujo del agua hacia un punto bajo para su posterior evacuación.

3.3.5. Proceso de hincado

Primero, se deberá identificar los puntos de hincado según la malla a utilizar. Luego, se realizará una limpieza manual de los puntos identificados para facilitar que el equipo de hincado tenga un fácil acceso con el contacto del terreno.

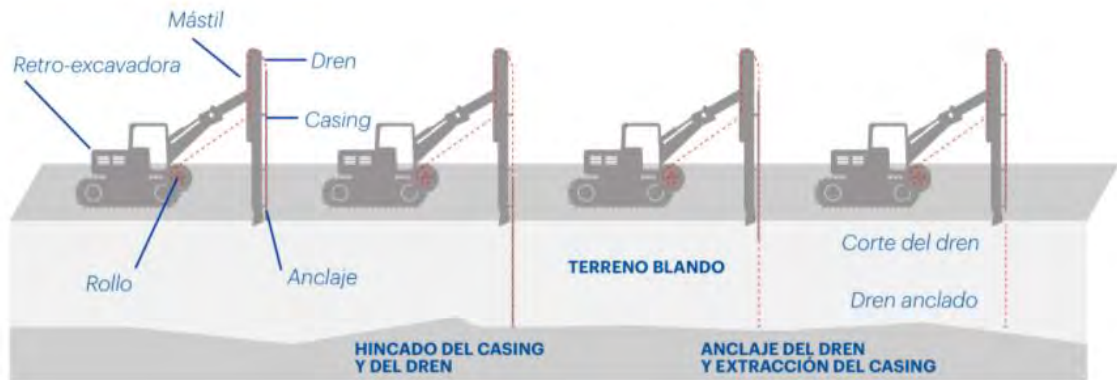


Figura 3.6. Equipo de instalación de mechas drenantes. Fuente: Menard (2018).

Como se observa en la figura 3.6, el equipo a utilizar en la instalación de los drenes verticales está compuesto por un mástil especial fijado a una retro excavadora montada sobre una oruga. El rollo del dren pasa por el centro del casing o mandril, el cual se emplea para proteger a las mechas prefabricadas de sufrir daños durante el proceso de instalación, y una vez que el dren llega al extremo inferior del casing, se le coloca una placa de anclaje. Cabe recalcar que la longitud máxima del dren a instalar determina la longitud del mástil que se requiere y la capacidad de la máquina base, en este caso, la retro excavadora.

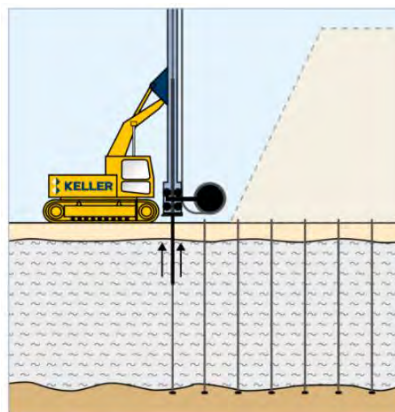


Figura 3.7. Extracción del casing. Fuente: Keller Cimentaciones (2018).



Figura 3.8. Mecha de 20cm. Fuente: Keller Cimentaciones (2018).

El casing es cerrado con una tapa metálica para evitar la penetración del terreno durante el proceso de hincado. Este se inicia con el hincado del casing hacia el suelo por un mecanismo que depende de la resistencia de punta de las capas penetradas. Si esta es menor a 5 MPa, se emplea un mecanismo estático; de lo contrario, es necesario un mecanismo vibratorio o una combinación de ambos. El anclaje que se colocó anteriormente debe permanecer en su lugar durante la extracción del casing con la finalidad de asegurar que las mechas prefabricadas no se muevan (ver figura 3.7).

Con el casing ya extraído, el dren se corta y se deja una “mecha” de 45 cm, de los cuales 30 cm es del espesor de la capa drenante y los 15 cm sobrantes terminan en un doblado en la parte superior de la capa drenante (ver figura 3.8). Posteriormente, se coloca un nuevo anclaje en el extremo inferior del casing para preparar el siguiente punto de instalación y se repite el procedimiento explicado hasta terminar la instalación de todos los drenes verticales. Finalmente, al terminar de hincar todas las mechas drenantes, se coloca una capa final de geotextil en la parte superior con la finalidad de proteger la capa drenante y las mechas.

Adicionalmente, en caso de no alcanzar la profundidad de diseño debido a rechazos obtenidos en la penetración de las mechas, el dren vertical quedará en la longitud penetrada. En cada uno de los puntos de colocación de las mechas drenantes, se debe tener los siguientes datos:

- Posición en obra
- Número de identificación y longitud provista
- Características
- Longitud real en el terreno
- Anomalías detectadas

3.4.6. Colocación de la precarga temporal

Esta sobrecarga temporal se coloca con la finalidad de alcanzar la consolidación requerida de los suelos, es decir, lograr la consolidación primaria parcial o total.

El proceso de instalación de la precarga se realiza por fases debido al alto riesgo de deslizamiento que presenta la construcción de un terraplén. Una vez iniciado este proceso, se debe registrar, en tiempo real, la evolución de los principales parámetros geotécnicos como asentamientos, presiones intersticiales y desplazamientos horizontales durante el proceso de consolidación. Este constante monitoreo de la colocación de la precarga permite validar cada fase que se realice con la finalidad de verificar el cumplimiento de las normas de seguridad de estabilidad de taludes. Además, conforme se realicen las observaciones en campo, se generará un retroanálisis que permitirá la optimización del diseño.

3.5. Consideraciones de diseño

3.5.1. Distribuciones de mechas drenantes

La distribución de mechas drenantes es fundamental para agilizar el proceso de drenado de agua y facilitar el proceso constructivo. Las distribuciones más empleadas, debido a temas económicos y a su eficacia, son las triangulares y cuadradas. Cada una de estas presenta un área y diámetro de influencia determinado.

En las figuras 3.9 y 3.10, se muestran las distribuciones de mechas drenantes con malla triangular y cuadrada respectivamente.

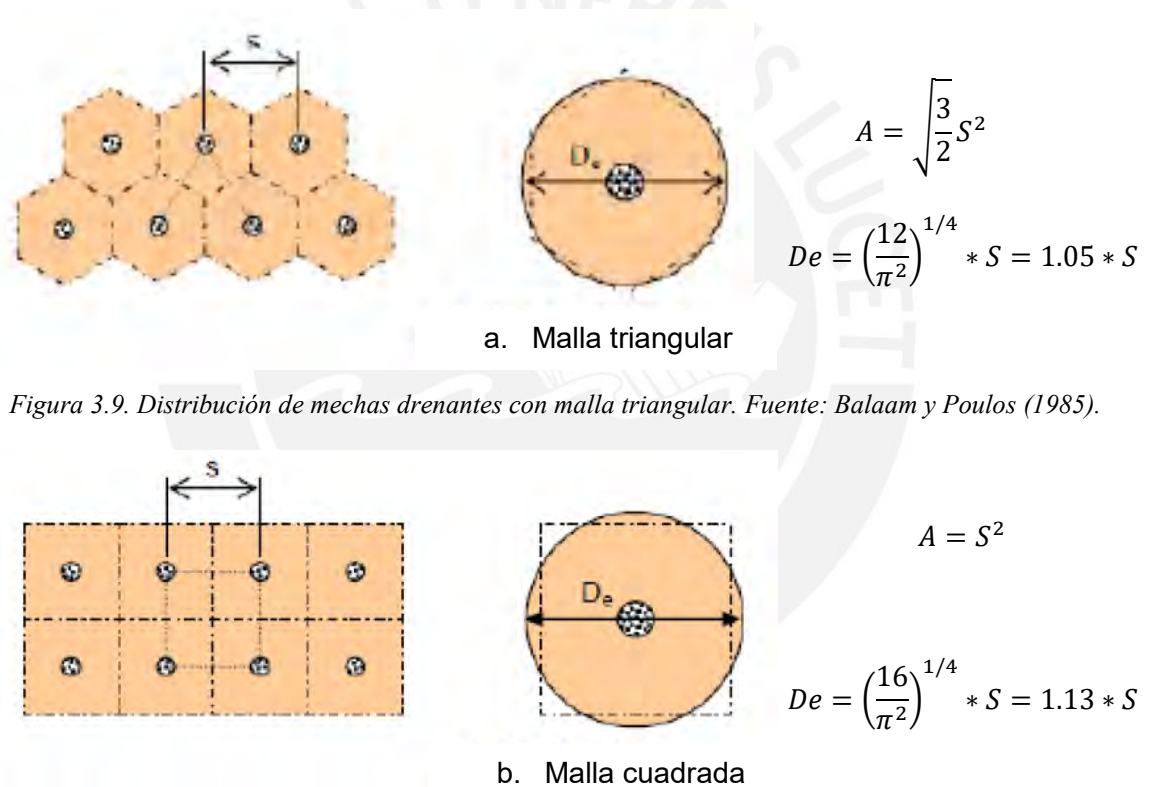


Figura 3.9. Distribución de mechas drenantes con malla triangular. Fuente: Balaam y Poulos (1985).

Figura 3.10. Distribución de mechas drenantes con malla cuadrada. Fuente: Balaam y Poulos (1985).

Donde, “De” representa el diámetro de influencia, “S” representa el espaciamiento entre mechas y “A” representa el área de influencia.

3.5.2. Grado de consolidación

El principal objetivo de realizar este tratamiento de terreno con mechas drenantes es lograr el grado de consolidación requerido en un tiempo determinado. Como se sabe, “la consolidación no es más que el reacomodo de las partículas sólidas del suelo como consecuencia de que cierta parte de su fase líquida es expulsada del medio durante dicho proceso” (Petróleos Mexicanos, 1974). Por tal motivo, el diseño de la precompresión con mechas drenantes debe evaluar las propiedades del suelo y las características del dren individualmente y como un sistema, al mismo tiempo que se consideran los efectos de instalación.

El grado de consolidación (U) se entiende como un área en el diagrama de sobrepresiones en función de la profundidad y del tiempo adimensional (GICO UPC, s.f.). Por un lado, en el caso de consolidación unidimensional, se considera un flujo de agua solo en el sentido vertical y el grado de consolidación se puede determinar mediante la relación de asentamiento en función del tiempo con respecto al asentamiento total requerido.

Por otro lado, en el caso de consolidación bidimensional, se considera un flujo de agua en el sentido vertical y horizontal o radial, dependiendo de las condiciones de borde, donde la teoría de consolidación de Terzaghi sigue siendo válida. El grado de consolidación se puede determinar combinando ambos drenajes (vertical y radial).

Según Nabor Carrillo (1942), en un suelo homogéneo, el grado de consolidación primaria, considerando tanto el drenaje vertical como el radial, se determina con la siguiente expresión:

$$\bar{U} = 1 - (1 - \bar{U}_v)(1 - \bar{U}_r) \dots\dots\dots (3.1)$$

Donde \bar{U} representa el grado de consolidación promedio total, \bar{U}_v representa el grado de consolidación promedio debido al drenaje vertical y \bar{U}_r representa el grado de consolidación promedio debido al drenaje radial

3.5.3. 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” (Gutiérrez, 2018).

Uno de los primeros estudios sobre el problema del drenaje radial lo presentó Barron, quien también estudió la teoría de los drenes verticales de arena. Este estudio tomó como punto de partida las hipótesis de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi. Debido a que esta solo se aplica a la consolidación primaria, Barron agregó algunas hipótesis.

- Arcilla saturada y homogénea.
- Toda deformación en el esqueleto mineral ocurre en dirección vertical (Suelo lateralmente confinado).
- No hay flujo vertical de agua resultante de la presión de poros.
- La ley de Darcy es válida y todas sus hipótesis.
- El coeficiente de permeabilidad (k) es independiente de la ubicación.
- Agua y granos de minerales son incompresibles a diferencia del esqueleto de arcilla.
- El incremento de carga es inicialmente resistido por el exceso de presión de poros.
- No hay exceso de presión de poros en el dren.
- La zona de influencia de cada dren es un cilindro.

La solución simplificada más usada del análisis de Barron relaciona los parámetros de tiempo, diámetro del dren, espaciamiento, coeficiente de consolidación y el grado de consolidación promedio.

$$t = \frac{De^2}{8C_h} * F(n) * \ln\left(\frac{1}{1-\bar{U}_h}\right) \dots\dots\dots (3.2)$$

Donde “t” representa el tiempo necesario para alcanzar \bar{U}_h , \bar{U}_h representa el grado de consolidación promedio causado por el drenaje horizontal, “De” representa el diámetro del radio de influencia del dren (zona de influencia del dren), C_h representa el coeficiente de consolidación para el drenaje horizontal y F(n) representa el factor de espaciamiento del dren.

$$F(n) = \ln\left(\frac{De}{d_w}\right) - \frac{3}{4} \text{ (simplificado) } \dots\dots\dots (3.3)$$

d_w representa el diámetro equivalente.

Además de las hipótesis de la teoría de Terzaghi, se asume lo siguiente:

- Las mechas drenantes tienen permeabilidad infinita (no hay resistencia al drenaje).
- La instalación de las mechas drenantes no produce efectos adversos en la permeabilidad del suelo o propiedades de la consolidación.

3.5.6. Enfoque de diseño

Para diseñar las mechas drenantes, es necesario seguir los siguientes pasos:

- Realizar ensayos de laboratorio a las muestras de suelo de los estratos para tener información a detalle del suelo, sus condiciones de drenaje y las propiedades ingenieriles más importantes de los estratos que serán comprimidos.
- Determinar la presión que ejerce la estructura sobre el suelo y construir un terraplén que ejerza una presión equivalente a esta.

- Hallar el asentamiento generado por la presión del terraplén en el suelo.
- Determinar el tiempo que le tomaría al terraplén consolidar al terreno de tal manera que el asentamiento que se genere al colocar la estructura sea seguro para esta.
- Modelar el caso de estudio (suelo y terraplén) en el software y determinar el asentamiento que se produce en un determinado tiempo.
- Comparar los resultados obtenidos en ambos casos de análisis con la finalidad de verificar que los valores del asentamiento y el tiempo sean parecidos.
- Elegir la distribución de mechas drenantes y el espaciamiento que tendrán entre ellas.
- Elegir un ancho “b” y un espesor “e” para calcular el diámetro equivalente del dren “ Φ_d ”
- Calcular la separación equivalente entre drenes o diámetro de influencia “De”.
- Determinar el tiempo necesario para alcanzar \bar{U}_h .
- Si el tiempo obtenido no es el esperado, se debe realizar una serie de iteraciones, en donde se variará el “De” y/o el “b” hasta obtener el tiempo requerido.
- Evaluación de condiciones climáticas en áreas donde se deba considerar el riesgo de que la ocurrencia de una helada reduzca o impida la descarga del dren.

Capítulo 4. Software de elementos finitos

4.1. Introducción al software

El software empleado en el desarrollo de la tesis es Midas GTS NX, el cual es un programa de simulación desarrollado para el análisis de la interacción suelo-estructura basándose en el método de elementos finitos. El software realiza un análisis paso a paso de excavaciones, colocación de estructuras, cargas y otros factores que afectan directamente el diseño y la construcción. Este se basa en diversas condiciones (características del suelo, nivel de agua, etc) y métodos analíticos para simular el fenómeno real.

4.2. Estructuración del programa de entrada

Para lograr un buen modelado en el software, los comandos más importantes a utilizar son los siguientes:

- Geometry (Geometría): Se define el terreno de trabajo.
- Material (Material/Suelo): Se define la estratigrafía del terreno asignando las propiedades correspondientes de cada estrato.
- Mesh (Mallado): Se define el tipo, tamaño del mallado y propiedad correspondiente a la geometría seleccionada y se transforma a un modelo de elementos finitos.
- Constraints (Condiciones de contorno): Se asignan las restricciones de desplazamiento al terreno.
- Loads (Cargas): Se asignan las sobrecargas a tomar en cuenta durante la construcción del proyecto.
- Construction Stages (Etapas constructivas): Se especifica el proceso constructivo y el orden de participación de las cargas asignadas.

El software Midas GTS NX ayuda a resolver, de manera más eficiente, una variedad de problemas geotécnicos tales como análisis de flujo, análisis de consolidación, diseño de terraplenes, análisis de estabilidad de taludes, análisis dinámicos, etc.

4.2.1. Geometría

Este comando permite definir la estratigrafía con la que se trabajará. Para ello, se genera la geometría del modelo en 3D, la cual es dividida verticalmente según el espesor de los estratos que conforman el terreno. Posteriormente, se crean los materiales y las propiedades que se le asignarán a cada estrato.

4.2.2. Material

Con este comando, se pueden crear diferentes tipos de materiales. Por un lado, se pueden crear materiales térreos, los cuales representan al suelo o roca. Por otro lado, se pueden crear materiales estructurales, los cuales representan a los elementos de cimentación, de contención, entre otros.

Existen cuatro tipos de materiales que se pueden crear:

- Isotrópico
- Ortotrópico
- 2D Equivalente
- Interfaz/Pila

Para este caso de estudio, se definirán materiales isotrópicos, ya que este tipo de material presenta las mismas propiedades en todas sus direcciones. Además, se puede utilizar para definir la mayoría de los Geo-materiales y materiales estructurales que tengan comportamiento lineal/elástico, No lineal/elástico y elastoplástico.

Este tipo de material isotrópico presenta una gran cantidad de modelos constitutivos, los cuales permiten representar el comportamiento de un material ante las

cargas aplicadas. Para este caso de estudio, se emplearon los siguientes modelos constitutivos:

En primer lugar, se empleó el modelo constitutivo de Mohr Coulomb para los materiales granulares, ya que este presenta un comportamiento elástico perfecto, es decir, el comportamiento esfuerzo-deformación se mantiene lineal en el rango elástico y se define con dos parámetros según la ley de Hooke: el Módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson (ν). Adicionalmente, presenta dos parámetros que definen el criterio de falla (c, φ).

En la figura 4.1, se presenta el criterio de falla según Mohr.

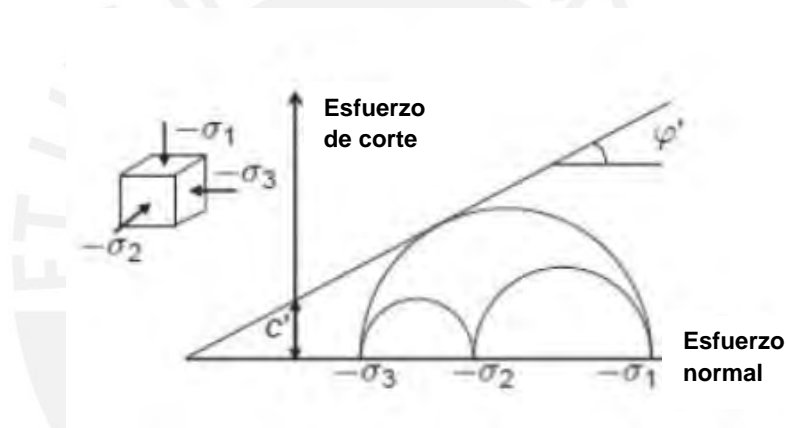


Figura 4.1. Criterio de falla según Mohr. Fuente: MIDAS (2020).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \dots\dots\dots (4.1)$$

Donde, " τ " representa el esfuerzo de corte, " c " representa la cohesión del suelo, " σ_n " representa el esfuerzo normal y " φ " representa el ángulo de fricción.

En segundo lugar, se empleó el modelo constitutivo de Cam-Clay Modificado para los materiales arcillosos, ya que este presenta un comportamiento elastoplástico con endurecimiento en la deformación. Este modelo está basado en la teoría del estado crítico y asume que existe una relación logarítmica entre el esfuerzo principal (σ'_o) y la relación de vacíos (e). Por lo tanto, este modelo es empleado en arcillas normalmente consolidadas o preconsolidadas, ya que su comportamiento se asemeja a la realidad.

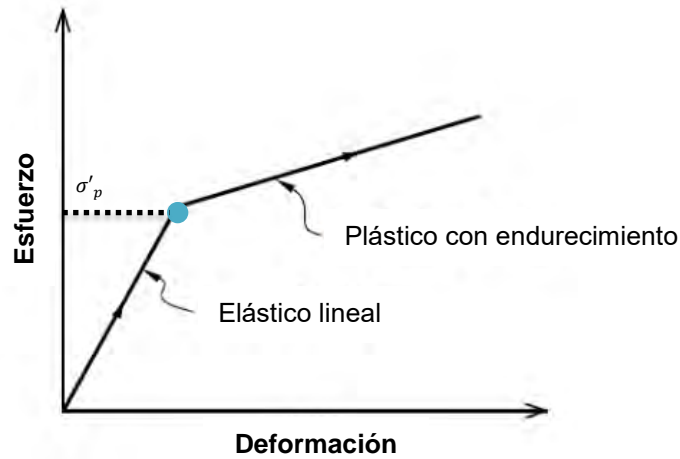


Figura 4.2. Relación entre Deformación vs Esfuerzo. Fuente: MIDAS (2020).

En la figura 4.2, se puede observar cómo el esfuerzo de preconsolidación define el punto donde el comportamiento del suelo pasa de ser elástico a elastoplástico.

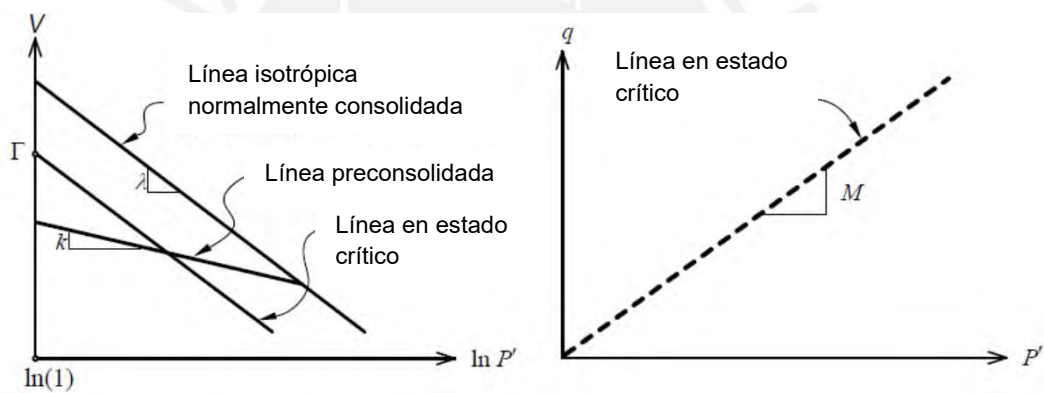


Figura 4.3. Parámetros empleados en el modelo constitutivo Cam-Clay Modificado. Fuente: MIDAS (2020).

A continuación, se presentan los parámetros que definen el modelo constitutivo Cam-Clay Modificado (ver figura 4.3):

- Pendiente de la curva de re-compresión k
- Pendiente de la curva de compresión primaria (virgen) λ
- Pendiente de la línea del estado crítico M
- Relación de vacíos inicial e_o
- Esfuerzo de pre-consolidación σ'_p

Estos parámetros se obtienen de ensayos de consolidación y triaxiales (CD o CU). Luego, se aplican las siguientes ecuaciones:

$$k = \frac{c_s}{2.303} \dots (4.2) \quad \lambda = \frac{c_c}{2.303} \dots (4.3) \quad M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi}{3 - \operatorname{sen} \varphi} \dots (4.4)$$

La superficie de fluencia que se obtiene del modelo Cam-Clay Modificado presenta una forma elíptica, en donde el tamaño de la elipse depende del esfuerzo de preconsolidación y está definida por la siguiente ecuación (ver figura 4.4):

$$f(\sigma) = \frac{q^2}{M^2} + \sigma'_o (\sigma'_o - \sigma'_p) = 0 \dots (4.5)$$

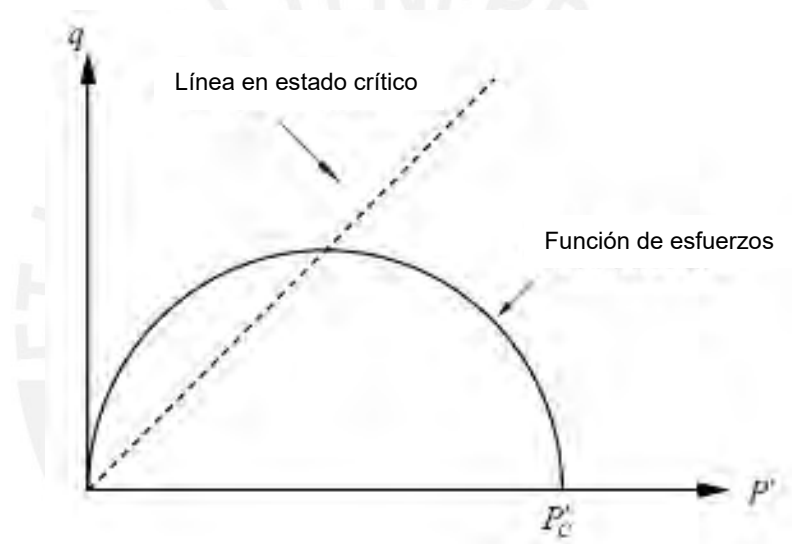


Figura 4.4. Superficie de fluencia en el modelo Cam-Clay Modificado. Fuente: MIDAS (2020).

Si los esfuerzos se encuentran dentro de la elipse y debajo de la línea del estado crítico, las deformaciones se encontrarán en el rango elástico; en caso contrario, se tendrán desplazamientos en el rango elastoplástico.

4.2.3. Mallado

El tamaño y la forma de los elementos que conforman la malla de elementos finitos influyen en gran medida en los resultados que se obtendrán en el análisis de elementos finitos y en el tiempo que el programa tardará en obtenerlos. Por tal motivo, es importante

definir correctamente las dimensiones de cada uno de los elementos presentes en el modelo.

Se puede definir la malla por el tamaño de los elementos o por el número de divisiones que se requiere en los ejes. Además, se puede seleccionar entre la malla tetraédrica o híbrida, siendo esta última la que se empleará en el caso de estudio.

4.2.4. Condición de contorno

Las condiciones de contorno son fundamentales en el análisis de elementos finitos, ya que le permite al programa resolver las ecuaciones de equilibrio y hallar el resultado final. Para el caso del análisis en 3D, se restringen los desplazamientos en X e Y para las fronteras laterales y los desplazamientos en Z para la frontera inferior.

4.2.5. Cargas

Las cargas externas juegan un rol importante en los análisis de elementos finitos porque estas generan variaciones en el estado de esfuerzos del suelo y de los elementos estructurales. Existen dos tipos de cargas: Cargas estáticas y cargas dinámicas. Para este caso de estudio, las cargas que se emplearán serán el peso propio de los elementos presentes en el modelo y la presión que ejerce la estructura sobre la cimentación.

4.2.6. Etapas constructivas

Los proyectos de ingeniería son divididos en etapas de proyecto en donde se van obteniendo resultados parciales hasta llegar al resultado final. De igual forma, en el software, el análisis de un proyecto puede ser dividido en fases de cálculo.

Este tipo de análisis consiste en ir activando la información (condiciones de contorno, cargas, mallado, etc) por un periodo determinado de tiempo y es necesario para analizar el proceso de consolidación del terreno, ya que el suelo presenta un comportamiento no lineal. Por tal motivo, las cargas deben ser aplicadas en pequeñas proporciones y siguiendo una secuencia a lo largo del tiempo.

Las etapas constructivas se definen en “Construction stage set”, en donde se elige el tipo de etapa. Cabe recalcar que, la primera etapa siempre es definida con las características del terreno inicial sin considerar cargas externas, solo el peso propio del terreno. Además, en esa etapa inicial, se define el nivel freático del terreno. El resto de las etapas serán definidas a criterio del usuario.

4.3. Tipo de análisis empleado

Debido a que se analiza la disipación del exceso de presión de poros en el tiempo, se usa el análisis de consolidación para el cálculo de este. Este análisis requiere la asignación de un coeficiente de permeabilidad a cada estrato presente en el terreno.

Este tipo de análisis calcula el comportamiento de la presión de poros cuando el terreno es sometido a una carga externa y la manera en que se disipa el exceso de presión de poros con el tiempo para una condición no drenada. Los suelos con bajos coeficientes de permeabilidad presentan un comportamiento no drenado en los primeros instantes de la carga, es decir, que el agua toma la mayor parte de la carga generando un exceso de presión de poros. A medida que el tiempo transcurre, este exceso de presión de poros se disipa y la carga antes soportada por el agua se transmite al terreno, incrementando el esfuerzo efectivo y generando deformaciones en el terreno.

Para que el análisis se realice correctamente, es necesario definir las condiciones de drenaje y de no consolidación (ver figura 4.5).



Figura 4.5. Ejemplo de elemento a consolidar (arcilla) y elemento no consolidable (arena). Fuente: MIDAS (2020).

Capítulo 5. Diseño de mechas drenantes aplicado al caso de estudio

5.1. Introducción al caso de estudio

El presente capítulo trata sobre un caso de estudio real en donde se presentan problemas con el gran asentamiento que se produce en el terreno al cimentar la estructura y el tiempo de consolidación que toma en completarse debido a la presencia de estratos de un gran espesor de suelo fino con una permeabilidad muy baja. En consecuencia, se propone un tratamiento de terreno con mechas drenantes junto con un relleno de precarga (terraplén) para solucionar lo mencionado anteriormente.

El caso de estudio está ubicado en el distrito de Puno, provincia de Puno, departamento de Puno, emplazado en la zona oeste de la cuenca del Lago Titicaca, aproximadamente a 3815 msnm.



Figura 5.1. Imagen satelital del caso de estudio en Puno. Fuente: Propia.

En los estudios de mecánica de suelos, se especifica que, al cimentar la estructura de 86 kPa en un suelo fino, el asentamiento que se genera es inadmisibles según lo que indica la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Por lo tanto, se propone acelerar el proceso de consolidación a un plazo adecuado mediante el uso de mechas drenantes junto con un relleno de precarga.

Además, la cimentación de la estructura es circular, con un diámetro de 30 m, por lo que la zona en donde se realizará este tratamiento de terreno también será circular con un diámetro de 50 m y un área de 1970 m^2 aproximadamente.

5.2. Resumen del EMS

El estudio de mecánica de suelos estuvo conformado por exploraciones de campo como calicatas, ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos de penetración estática CPTu, y por ensayos de laboratorio como clasificación SUCS, límites de Atterberg y consolidación unidimensional. A continuación, se presenta un resumen de los ensayos realizados para obtener los parámetros de diseño.

5.2.1. Ensayo de Clasificación estándar

Los ensayos de laboratorio fueron realizados a las muestras alteradas extraídas en la perforación P-01. Se elaboró la siguiente tabla en donde se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 5.1. Resumen de ensayos de clasificación estándar. Fuente: Propia.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)	Límites de Atterberg			Granulometría			SUCS	N (campo)
				LL	LP	IP	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)		
P-01	M-01	2.50-3.00	50.2	56	42	14	0	6.4	93.6	MH	-
	SPT-05	7.50-7.95	22.8	28	23	5	0	52.7	47.3	SM	11
	SPT-09	13.95-14.40	35.2	35	27	8	0	24.6	75.4	ML	8
	SPT-11	20.00-20.45	48.1	32	27	5	0	36.7	63.3	ML	13
	SPT-15	26.00-26.45	62.8	67	NP	-	0	10.7	89.3	MH	15
	SPT-20	33.50-33.95	77.6	94	NP	-	0	2.5	97.5	MH	22

5.2.2. Ensayo de penetración estática CPTu

Se realizaron 3 ensayos CPTu hasta la profundidad de 25m y, en cada ensayo, se obtuvieron 2 valores del coeficiente de consolidación horizontal (Ch) a diferentes profundidades. Se elaboró la siguiente tabla en donde se muestran los resultados obtenidos en dichos ensayos.

Tabla 5.2. Resumen de ensayos de penetración estática CPTu. Fuente: Propia.

ID de Sondaje	Profundidad del ensayo (m)	Ch (cm ² /min)
CPTu-01	3.93	2.69
	11.68	2.09
CPTu-02	3.18	1.17
	12.35	6.02
CPTu-03	3.03	3.09
	12.00	5.73

5.2.3. Ensayos de consolidación unidimensional

Para los ensayos de consolidación unidimensional, se extrajeron 3 muestras Shelby a la mitad de cada estrato fino con la finalidad de obtener resultados representativos por estrato. A estas muestras, se les realizaron los ciclos de carga y descarga, y, mediante los resultados obtenidos, se graficó la curva de Esfuerzo vs Relación de vacíos y se determinaron los valores de índice de compresión (Cc), índice de expansión (Cr) y la presión de preconsolidación (σ'_p). Adicionalmente, se empleó el método de Taylor para determinar el coeficiente de consolidación vertical (Cv) en cada estrato fino. Se elaboró la siguiente tabla en donde se resumen estos valores:

Tabla 5.3. Resultados de los ensayos de consolidación. Fuente: Propia.

Muestra	Profundidad (m)	Cc	Cr	σ'_p (kg/cm ²)	Cv (cm ² /min)	OCR
Shelby-01	3.45 - 3.90	0.148	0.011	1.610	0.23	5.82
Shelby-02	13.50 - 13.95	0.369	0.053	1.000	0.24	1.00
Shelby-04	20.45 - 20.90	0.274	0.022	4.105	0.14	2.43

Para el cálculo del Cv, se emplearon los resultados de deformación correspondientes a la carga de 2 kg/cm², en el caso de la muestra Shelby-01, y la carga de 1 kg/cm², en el caso de las muestras Shelby-02 y Shelby-04.

5.2.4. Perfil estratigráfico

Con los resultados obtenidos de las exploraciones geotécnicas realizadas en campo (calicatas y SPT), así como los resultados de los ensayos de clasificación estándar realizados en el laboratorio, se obtuvo el siguiente perfil estratigráfico (ver figura 5.2):

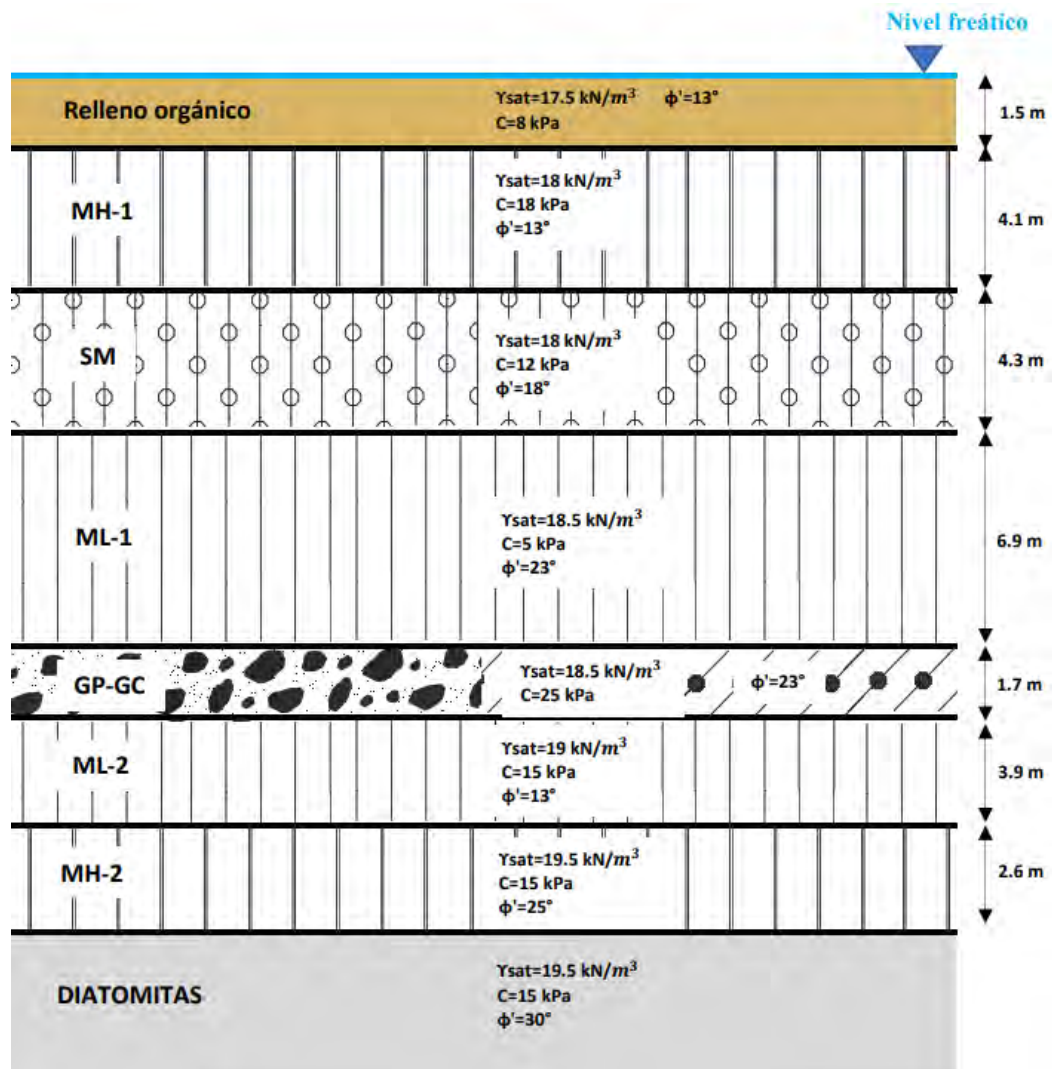


Figura 5.2. Perfil estratigráfico del caso de estudio. Fuente: Propia.

- **Estrato 1: Relleno orgánico (0.0m-1.5m)**

Relleno conformado por arcillas orgánicas de alta plasticidad con gravillas de color marrón oscuro. Las partículas de grava tienen forma sub angular.

- **Estrato 2: Limo de alta plasticidad MH-1 (1.5m-5.6m)**

Estrato conformado por limo de alta plasticidad de consistencia blanda a media, ligeramente húmedo y de color marrón oscuro.

- **Estrato 3: Arena limosa SM-1 (5.6m-9.9m)**

Estrato conformado por arena limosa con grava, con una compacidad medianamente densa y de color marrón claro. Las partículas de grava presentan un tamaño máximo (TM) igual a 1/2'' y tiene forma sub angulosa.

- **Estrato 4: Limo de baja plasticidad ML-1 (9.9m-16.8m)**

Estrato conformado por limo de baja plasticidad con presencia de arena y gravilla, de consistencia dura, ligeramente húmedo y de color marrón claro. Los clastos presentan un tamaño máximo (TM) entre 1/2'' y 3/4'' y tienen forma sub angulosa.

- **Estrato 5: Grava mal gradada con arcilla GP-GC (16.8m-18.5m)**

Estrato conformado por grava pobremente gradada con arcilla, con una compacidad medianamente compacta y de color marrón claro. Los clastos presentan un tamaño máximo (TM) igual a 2'' y tienen forma sub angulosa.

- **Estrato 6: Limo de baja plasticidad ML-2 (18.5m-22.4m)**

Estrato conformado por limo de baja plasticidad con arena, de consistencia dura a muy dura y de color gris oscuro. Los clastos presentan un tamaño máximo (TM) entre 1/2'' y 3/4'' y tienen forma sub angulosa.

- **Estrato 7: Limo de alta plasticidad MH-2 (22.4m-25.0m)**

Estrato conformado por limo de alta plasticidad con presencia de gravillas, de consistencia dura, húmedo y de color gris oscuro.

- **Estrato 8: Diatomitas**

Estrato conformado por diatomitas con intercalaciones de arcilla, de consistencia compacta, ligeramente húmedas, de baja plasticidad y de color gris oscuro. Presentan porosidad alta y evidencia de microorganismos silicios.

El nivel freático (NF) varía entre 0.0-2.1 m según las exploraciones geotécnicas realizadas; sin embargo, en las épocas de lluvia, el NF asciende hasta la superficie. Por

esta razón, se optó por considerar el NF en el caso más desfavorable, es decir, en la superficie.

A continuación, se elaboraron las siguientes tablas en donde se muestran los parámetros obtenidos según el tipo de suelo.

Tabla 5.4. Parámetros del relleno orgánico. Fuente: Propia.

Parámetros	Unidades	Estratos
		Relleno Orgánico
Tipo de comportamiento del material	-	No drenado
Profundidad	m	0.0
Espesor	m	1.5
Peso Unitario	kN/m ³	16.5
Peso Unitario Saturado	kN/m ³	17.5
Razón de Poisson (ν)	-	0.4
Cohesión	kN/m ²	8
Ángulo de fricción	°	15
E50	kN/m ²	3000
Permeabilidad ($k_x = k_y = k_z$)	m/s	1.0E-05

Tabla 5.5. Parámetros de los estratos de suelo fino. Fuente: Propia.

Parámetros	Unidades	Estratos		
		MH1	ML1	ML2
Tipo de comportamiento del material	-	No drenado		
Profundidad	m	1.5	9.9	18.5
Espesor	m	4.1	6.9	3.9
Peso Unitario	kN/m ³	17.0	17.5	18.0
Peso Unitario Saturado	kN/m ³	18.0	18.5	19.0
Razón de Poisson (ν)	-	0.4	0.27	0.25
Cohesión	kN/m ²	18	5	15
Ángulo de fricción	°	13	23	13
Índice de compresión (C_c)	-	0.148	0.369	0.274
Índice de expansión (C_r)	-	0.011	0.053	0.022
Relación de vacíos inicial (e_0)	-	0.915	1.748	1.55
λ^*	-	0.064	0.160	0.119
k^*	-	0.005	0.023	0.010
M	-	0.486	0.899	0.486
OCR	-	5.82	1.00	2.43
Permeabilidad ($k_x = k_y = k_z$)	m/s	3.80E-010	2.20E-09	1.60E-10

Tabla 5.6. Parámetros de los estratos de suelo granular. Fuente: Propia.

Parámetros	Unidades	Estratos					
		SM1	GP-GC	MH2	Diatomita 1	Diatomita 2	Diatomita 3
Tipo de comportamiento del material	-	No drenado					
Profundidad	m	5.6	16.8	22.4	25	40	60
Espesor	m	4.3	1.7	2.6	15	20	30
Peso Unitario	kN/m ³	17.5	17.5	18.5	18.5	18.5	18.5
Peso Unitario Saturado	kN/m ³	18.5	18.5	19.5	19.5	19.5	19.5
Razón de Poisson (ν)	-	0.3	0.3	0.25	0.25	0.25	0.25
Cohesión	kN/m ²	12	25	15	15	15	15
Ángulo de fricción	°	18	23	25	30	32	32
E50	kN/m ²	11000	12200	15295	17290	19285	24472
Eedo	kN/m ²	9900	10980	13766	15561	17357	22025
Er	kN/m ²	27500	30500	30590	43225	48213	55062
Permeabilidad ($k_x = k_y = k_z$)	m/s	1.00E-05	1.00E-04	1.00E-09	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-03

Como se mencionó líneas arriba, se emplea un tratamiento de terreno de mechas drenantes junto con un relleno de precarga (terraplén), el cual está conformado por un relleno controlado que cumple con los estándares de calidad. A continuación, se presenta la siguiente tabla en donde se muestran los parámetros asignados al terraplén.

Tabla 5.7. Parámetros del terraplén. Fuente: Propia.

Parámetros	Unidades	Material
		Terraplén
Tipo de comportamiento del material	-	Drenado
Peso Unitario	kN/m ³	20
Peso Unitario Saturado	kN/m ³	21
Razón de Poisson (ν)	-	0.4
Cohesión	kN/m ²	0.2
Ángulo de fricción	°	32
E50	kN/m ²	30000
Permeabilidad ($k_x = k_y = k_z$)	m/s	0.1

Adicionalmente, la base de la estructura a cimentar es de concreto con un espesor de 1.50 m. A continuación, se elaboró la siguiente tabla en donde se muestran los parámetros asignados al concreto.

Tabla 5.8. Parámetros del concreto. Fuente: Propia.

Parámetros	Unidades	Material
		Concreto
Tipo de comportamiento del material	-	Estructura
Espesor	m	1.5
Peso Unitario	kN/m ³	24
Razón de Poisson (ν)	-	0.2
E50	kN/m ²	2.51E+07

Consideraciones que se tuvieron para el cálculo de los parámetros:

- Para cada estrato, se considera que la permeabilidad posee el mismo valor para todas las direcciones ($k_x=k_y=k_z$).
- El estrato conformado por MH2, al tener un mayor porcentaje de arena, presenta un comportamiento similar al del suelo granular; por lo que, el límite superior de este estrato se comportará como superficie de drenaje para el estrato de ML2.

5.3. Caso de análisis: Suelo sin mechas drenantes

En este primer caso, se determina el asentamiento del terreno que se genera al cimentar la estructura en este y el tiempo que se tarda en alcanzar un grado de consolidación igual al 90%. Adicionalmente, se calcula la altura necesaria del terraplén (precarga) para poder obtener el asentamiento determinado anteriormente.

5.3.1. Cálculo del asentamiento y tiempo de consolidación generados por la estructura por el método analítico

- Presión ejercida por la estructura sobre el terreno: 50 kPa
- Presión ejercida por la base de la estructura sobre el terreno: 36 kPa
- Para cada estrato, se consideró el C_v determinado en el ensayo de consolidación.
- Empleando los parámetros de los estratos de material fino y aplicando las ecuaciones (2.19) y (2.30) se procede a hallar el asentamiento en los estratos MH-1, ML-1 y ML-2.

- Presión total (kPa):

$$\Delta\sigma'_{total} = \Delta\sigma'_{estructura} + \Delta\sigma'_{base\ de\ estructura} \dots\dots\dots (5.1)$$

$$\Delta\sigma'_{total} = 50 + 36 = 86\ kPa$$

Se realizó la siguiente figura con la finalidad de representar los asentamientos que se generan en el terreno debido a la presión total aplicada.

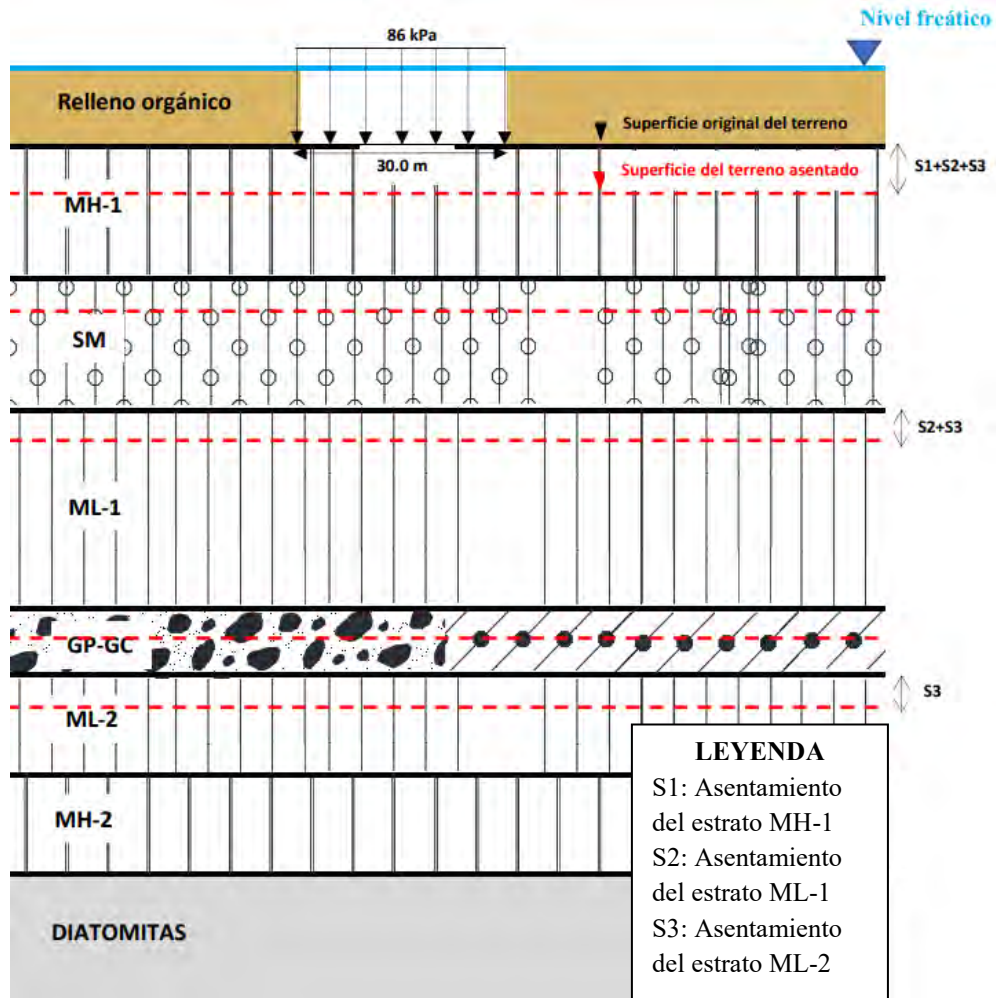


Figura 5.3. Asentamientos que se generan en el terreno debido a la presión total aplicada. Fuente: Propia.

Se elaboraron las siguientes tablas en donde se muestra el asentamiento generado en cada estrato de suelo fino y los parámetros utilizados en su cálculo.

Tabla 5.9. Asentamiento en el estrato MH-1. Fuente: Propia.

Estrato MH-1	
OCR	5.82
K1 (m/s)	3.8E-10
K1 (m/min)	2.28E-08
Cv1 (cm ² /min)	0.23
mv1 (m ² /kN)	9.91E-05
Espesor (cm)	410
S1 (cm)	3.50

Tabla 5.10. Asentamiento en el estrato ML-1. Fuente: Propia.

Estrato ML-1	
OCR	1.00
K2 (m/s)	2.2E-9
K2 (m/min)	1.32E-07
Cv2 (cm ² /min)	0.24
mv2 (m ² /kN)	5.5E-04
Espesor (cm)	690
S2 (cm)	32.64

Tabla 5.11. Asentamiento en el estrato ML-2. Fuente: Propia.

Estrato ML-2	
OCR	2.43
K3 (m/s)	1.6E-10
K3 (m/min)	9.6E-09
Cv3 (cm ² /min)	0.14
mv3 (m ² /kN)	6.86E-05
Espesor (cm)	390
S3 (cm)	2.30

- Asentamiento total (cm):

$$S_{total} = S_1 + S_2 + S_3 \dots\dots (5.2)$$

$$S_{total} = 3.50 + 32.64 + 2.30 = 38.44 \text{ cm}$$

Una vez calculado el asentamiento, se conoce que los coeficientes de consolidación vertical de cada estrato se expresan mediante las fórmulas:

$$C_{v1} = \frac{T_{v1} * H_{dr1}^2}{t} = 12.09 \text{ m}^2/\text{año}$$

$$C_{v2} = \frac{T_{v2} * H_{dr2}^2}{t} = 12.61 \text{ m}^2/\text{año}$$

$$C_{v3} = \frac{T_{v3} * H_{dr3}^2}{t} = 7.36 \text{ m}^2/\text{año}$$

Como se sabe que el tiempo que transcurrirá será el mismo para todos, se procede a calcular la relación entre los factores de tiempo T_{v1} , T_{v2} y T_{v3} igualando las fórmulas previas.

$$t = \frac{T_{v1} * H_{dr1}^2}{C_{v1}} = \frac{T_{v2} * H_{dr2}^2}{C_{v2}} = \frac{T_{v3} * H_{dr3}^2}{C_{v3}} \dots \dots \dots (5.3)$$

Para definir la altura de drenaje de cada estrato, se observan las condiciones de drenaje de cada uno. Para este caso, los 3 estratos drenan por los límites superior e inferior, por lo que se elaboraron las siguientes tablas con los datos para calcular la relación entre los factores de tiempo:

Tabla 5.12. Altura de drenaje (H_{dr}) y coeficiente de consolidación vertical (C_v) para cada estrato de suelo fino. Fuente: Propia.

H_{dr1} (m)	2.05
C_{v1} (m²/año)	12.09
H_{dr2} (m)	3.45
C_{v2} (m²/año)	12.61
H_{dr3} (m)	1.95
C_{v3} (m²/año)	7.36

Luego de obtener los coeficientes H_{dr}^2/C_v , se plantea la relación.

Tabla 5.13. Relación entre H_{dr}^2/C_v . Fuente: Propia.

H_{dr}²/C_v (año)	
0.348	T_{v1}
0.944	T_{v2}
0.517	T_{v3}

$$t = 0.348T_{v1} = 0.944T_{v2} = 0.517T_{v3}$$

Para determinar el valor de “t”, se elige un valor inicial y se calculan los factores de tiempo T_v de cada estrato con la relación hallada. Usando estos factores, se calculan los grados de consolidación $U_{1(t)}$, $U_{2(t)}$ y $U_{3(t)}$, los cuales deben cumplir la siguiente formulación.

$$S_t(90\%) = 3.50 * U_{1(t)} + 32.64 * U_{2(t)} + 2.30 * U_{3(t)} = 38.44 * 0.9 = 34.59 \text{ cm}$$

Para el cálculo de estos, se utiliza la siguiente fórmula

$$\text{Si } U > 60\%, \quad U = 1 - 10^{-\frac{T_v + 0.0851}{0.9332}} \dots \dots (5.4)$$

No se hace referencia al caso en el que U resulta menor o igual al 60%, ya que, para cumplir la última ecuación, los valores de U deben resultar obligatoriamente mayores a 60%. Si el valor de “t” elegido no cumple con la ecuación planteada, se elige uno nuevo y se vuelve a proceder con el cálculo de los demás valores hasta que se cumpla.

Se elaboró la siguiente tabla para mostrar los resultados finales:

Tabla 5.14. Tiempo que tardará el suelo en asentarse 34.59 cm. Fuente: Propia.

t (año)	0.75
t (días)	274
Tv1	2.157
Tv2	0.795
Tv3	1.451
	Para U > 60%
U1	0.996
U2	0.886
U3	0.977
St (cm)	34.64

Finalmente, el suelo alcanza el 90% de su asentamiento en 274 días.

5.3.2. Cálculo de la altura del terraplén por el método analítico

Una vez calculado el asentamiento que se produce en el terreno al finalizar el tiempo de consolidación luego de haber construido la estructura, se procede a calcular la altura mínima que debe tener el terraplén. Este actúa como precarga para el terreno con

la finalidad de que, al construir la estructura, esta logre causar un asentamiento menor o igual al admisible por la Norma E.050 (menor a 5cm).

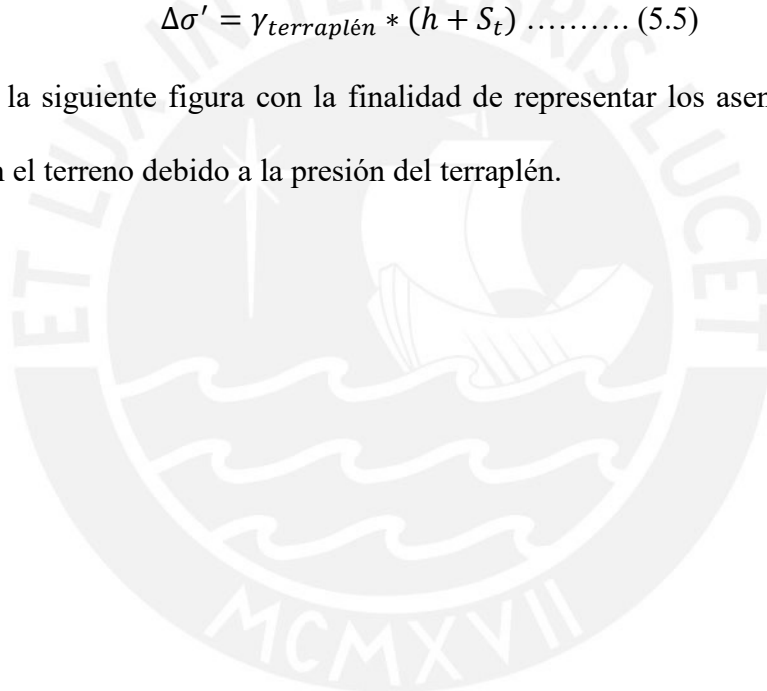
$$S_{\text{terraplén}} = S_{t(90\%)} = 34.59 \text{ cm}$$

Con el $S_{\text{terraplén}}$, se procede a determinar la presión que debe ejercer el terraplén sobre el terreno para lograr ese asentamiento. Para ello, se variará la altura del terraplén hasta lograr la presión adecuada.

- Peso específico del material del terraplén (kN/m^3): 20
- Presión que ejerce el terraplén sobre el terreno (kN/m^2):

$$\Delta\sigma' = \gamma_{\text{terraplén}} * (h + S_t) \dots\dots\dots (5.5)$$

Se realizó la siguiente figura con la finalidad de representar los asentamientos que se generan en el terreno debido a la presión del terraplén.



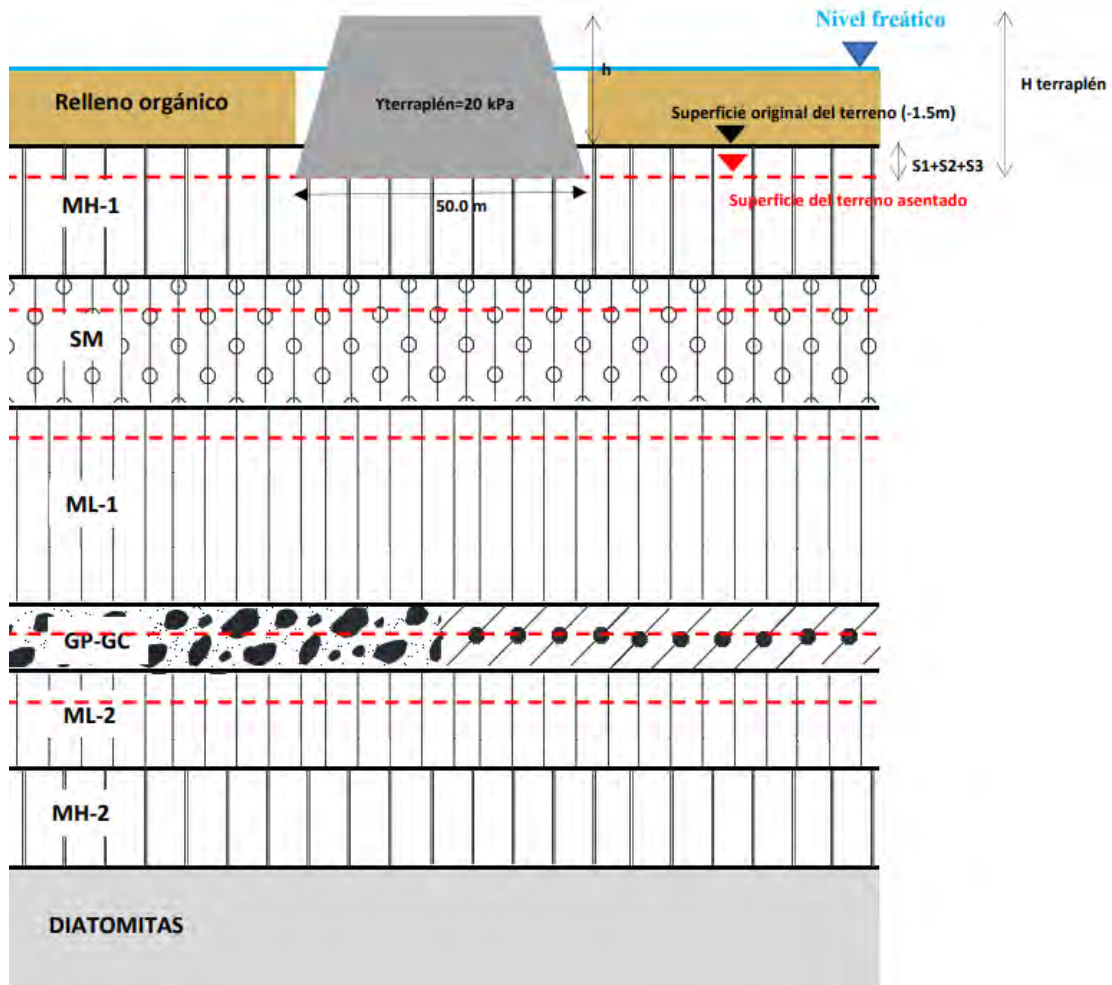


Figura 5.4. Asentamientos que se generan en el terreno debido a la presión del terraplén. Fuente: Propia.

Consideraciones en la construcción del terraplén:

- Como el primer estrato del perfil está conformado por relleno orgánico, se optó por retirar ese material y construir el terraplén a partir del segundo estrato (MH-1) a -1.50 m.
- Como la base de la estructura tiene un diámetro de 30 m, el área donde se colocará la precarga (terraplén) debe ser mayor. Por esta razón, se optó por considerar un diámetro de 50 m para la base del terraplén.

El asentamiento de cada estrato de suelo fino se calcula siguiendo el procedimiento mencionado previamente. Finalmente, se elaboró la siguiente tabla en donde se muestra la altura del terraplén calculada:

Tabla 5.15. Altura de terraplén calculada. Fuente: Propia.

γ terraplén (kN/m ³)	20.00
h (m)	3.6
$\Delta\sigma'$ (kN/m ²)	77.92
S1 (m)	0.032
S2 (m)	0.296
S3 (m)	0.021
St (cm)	34.82
$H_{\text{terraplén}}$ (m)	3.94

La altura del terraplén es igual a 3.94 m, valor que se aproxima a 4.0 m.

$$H_{\text{terraplén}} = 4.0 \text{ m}$$

5.3.3. Asentamiento y tiempo de consolidación generados por la estructura por el método de elementos finitos

Una vez calculado el asentamiento, el tiempo de consolidación y la altura del terraplén de manera analítica, se procede a realizar el modelado del terreno mediante elementos finitos. Primero, se realizó una geometría en 3D (prisma de 180 m x 180 m x 90 m) para simular el terreno del caso de estudio. Esta geometría se dividió verticalmente de tal manera que cada división represente un estrato distinto, además de dividir las zonas en donde se excavará para poder rellenar con material de terraplén o construir la base de la estructura. Esto se muestra en la figura 5.5 extraída del modelo realizado.

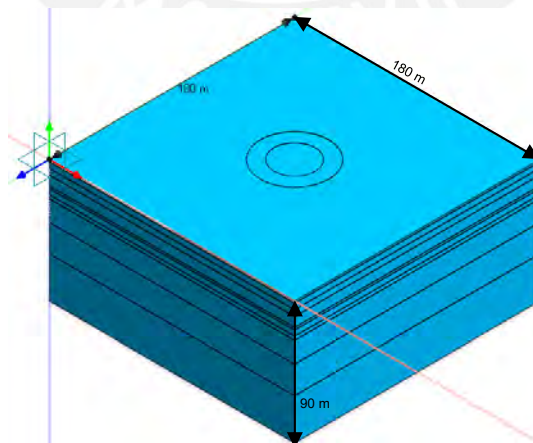


Figura 5.5. Vista Isométrica de la geometría. Fuente: Propia.

Luego, se crearon los materiales a los cuales se les asignó las propiedades correspondientes de cada estrato. De igual manera, se creó el material de concreto y el

del terraplén a usar. Estos materiales se asignaron a distintas propiedades, las cuales se usaron para realizar un enmallado a la geometría creada, ver figuras 5.6 y 5.7.

Add/Modify Material			Add/Modify Property			
No	Name	Type	No	Name	Type	Sub-Type
1	Relleno Orgán...	Isotropic-Mohr-Coulomb	1	RO	3D	Solid
2	MH1	Isotropic-Modified Cam Clay	2	MH1	3D	Solid
3	SM1	Isotropic-Hardening Soil	3	SM1	3D	Solid
4	ML1	Isotropic-Modified Cam Clay	4	ML1	3D	Solid
5	GP-GC	Isotropic-Hardening Soil	5	GP-GC	3D	Solid
6	ML2	Isotropic-Modified Cam Clay	6	ML2	3D	Solid
7	MH2	Isotropic-Hardening Soil	7	MH2	3D	Solid
8	Diatomita 1	Isotropic-Hardening Soil	8	D1	3D	Solid
9	Diatomita 2	Isotropic-Hardening Soil	9	D2	3D	Solid
10	Diatomita 3	Isotropic-Hardening Soil	10	D3	3D	Solid
11	Terraplén	Isotropic-Mohr-Coulomb	11	Terraplén	3D	Solid
12	Base Tanque 1	Isotropic-Elastic	12	Concreto	3D	Solid

Figura 5.6. Lista de materiales empleados y propiedades aplicadas en el modelo. Fuente: Propia.

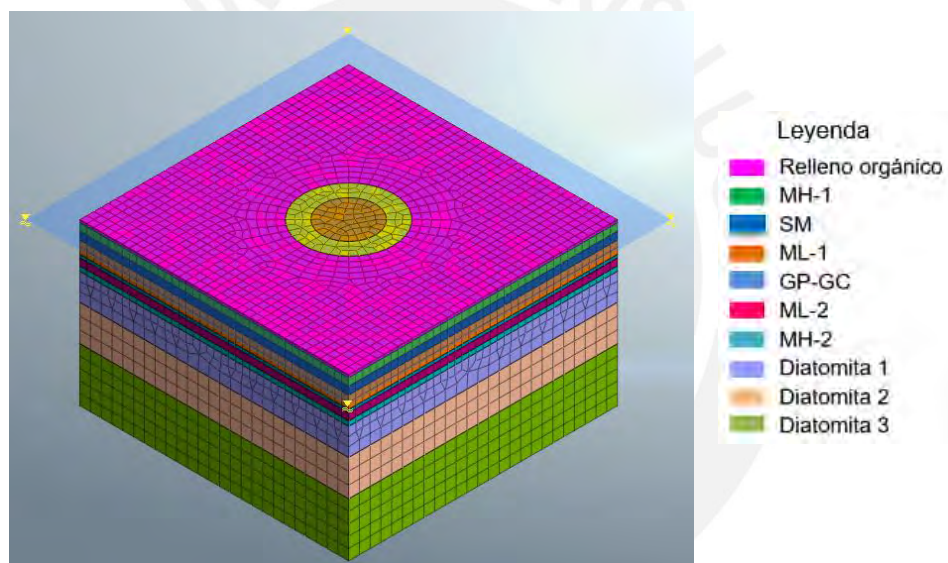


Figura 5.7. Geometría post-mallado. Fuente: Propia.

Después, se asignaron las cargas necesarias (peso propio y presión ejercida al terreno por la estructura), la condición de drenaje (límites entre estratos por los cuales drena el agua presente en el terreno), la característica Non Consolidation (material que no sufrirá asentamiento alguno en ninguna etapa), el contorno (restringe el desplazamiento absoluto en la base y las paredes laterales del modelo) y los cambios de propiedad en el anillo y el círculo mostrados en las figuras 5.8 y 5.9 (indican el cambio de material de un conjunto de elementos finitos para tener un comportamiento distinto al material asignado inicialmente).

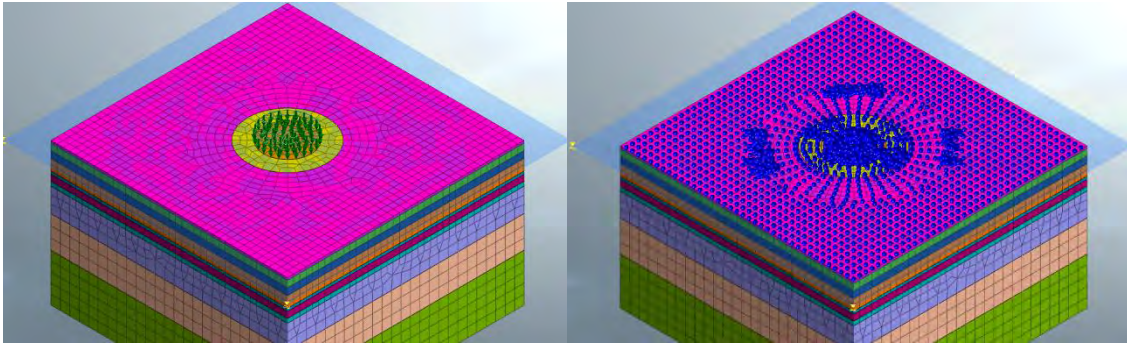


Figura 5.8. Asignación de cargas y la característica Non Consolidation en el mallado. Fuente: Propia.

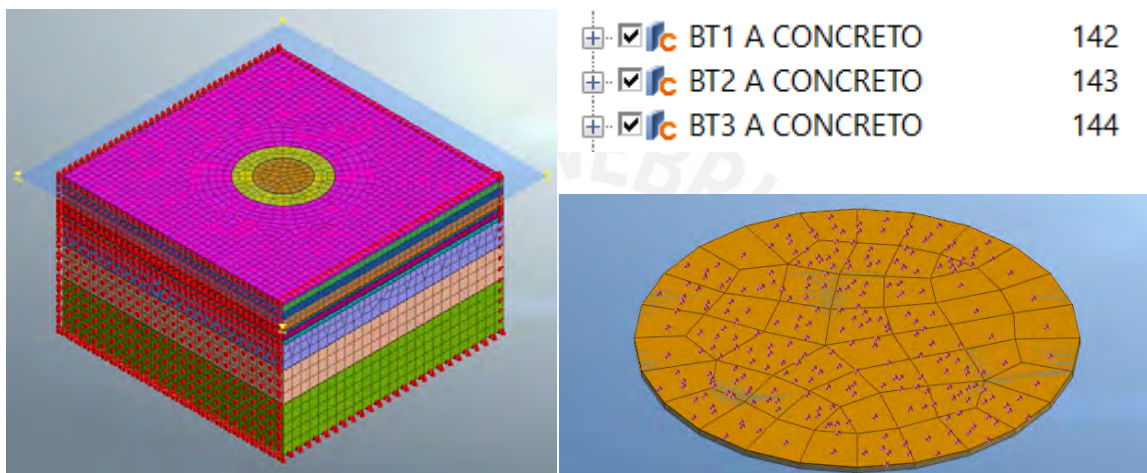


Figura 5.9. Asignación de frontera y cambios de propiedad en el mallado. Fuente: Propia.

Finalmente, se crearon las etapas constructivas, es decir, la secuencia que sigue el modelo para poder hallar el asentamiento ocasionado por la presión ejercida por la estructura al terreno. Aquí también se asigna la cota en la que se encuentra el nivel freático.

Tabla 5.16. Etapas constructivas para el cálculo del asentamiento generado por la estructura al terreno.

Fuente: Propia.

Nº	Etapas Constructivas	Tiempo (días)	Tiempo Acumulado (días)
1	Terreno original	1	1
2	Excavación de base de la estructura	2	3
3	Construcción de la cimentación de la estructura	1	4
4	Construcción de la estructura	5	9
5	Tiempo de espera	730	739

En la etapa N°1, se presenta el terreno como se encuentra en la vida real, en donde se asume que el asentamiento y el exceso de presión de poros inicial es igual a cero, y se calcula las presiones de poros iniciales, ver figura 5.10.

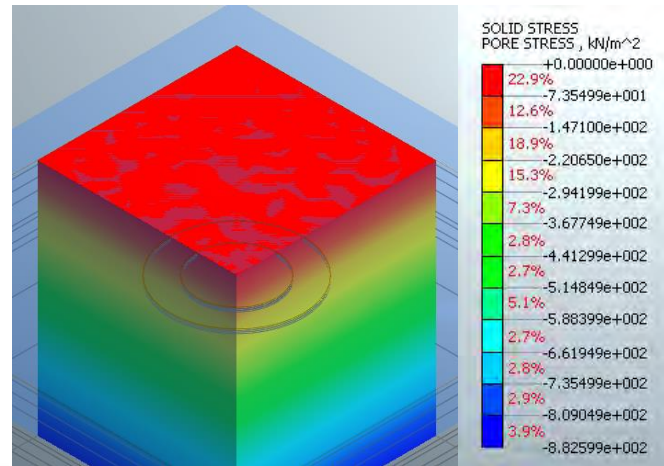


Figura 5.10. Presión de poros inicial del terreno. Fuente: Propia.

En la etapa N°2, se excava 1.5 m de material orgánico para poder construir la cimentación de la estructura, ver figura 5.11. Esto se realiza con el fin de que el asentamiento se produzca de manera correcta, ya que el material orgánico es un pésimo suelo para cimentar una estructura como esta. Esta etapa tiene una duración de 2 días.

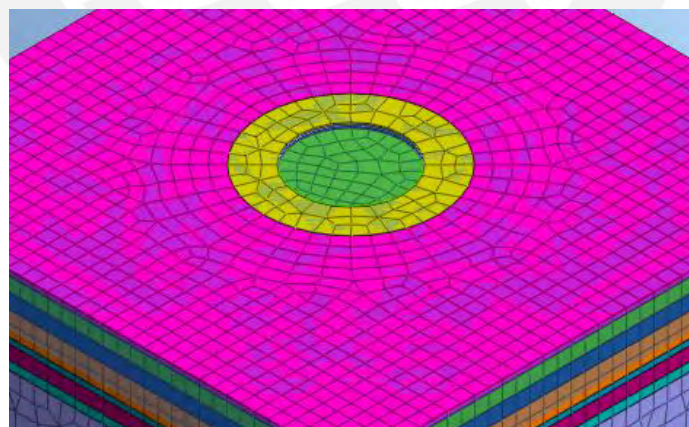


Figura 5.11. Etapa constructiva N°2. Fuente: Propia.

En la etapa N°3, se construye la cimentación de la estructura sobre el estrato MH1, ver figura 5.12, y se le asigna una duración de 1 día para el vaciado del concreto. Además, se observa un incremento en el exceso de presión de poros debido a la carga que se le está aplicando al terreno, ver figura 5.13.

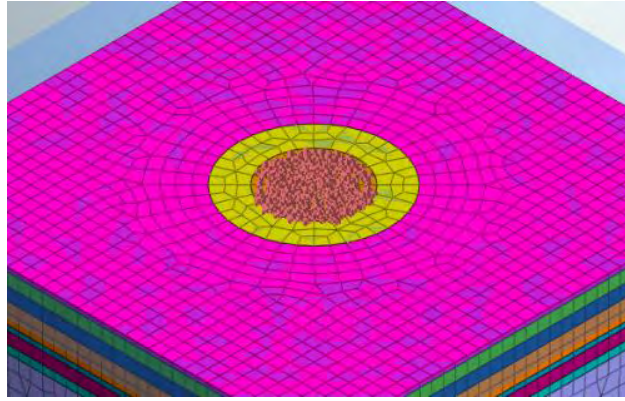


Figura 5.12. Etapa constructiva N°3. Fuente: Propia.

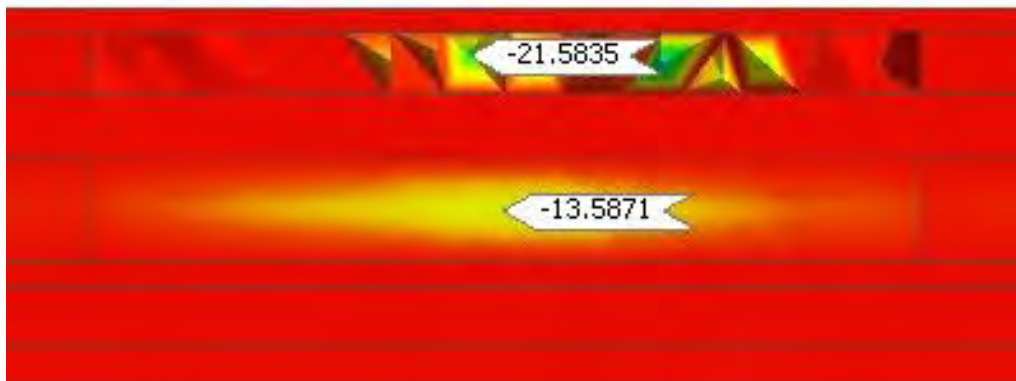


Figura 5.13. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°3). Fuente: Propia.

En la etapa N°4, se construye la estructura en un tiempo estimado de 5 días, ver figura 5.14. En las figuras 5.15 y 5.16, se observan los valores de asentamiento y exceso de presión de poros generados por la estructura, respectivamente.

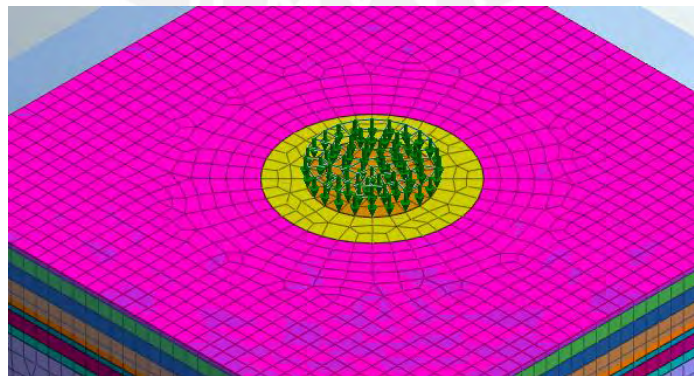


Figura 5.14. Etapa constructiva N°4. Fuente: Propia.



Figura 5.15. Asentamiento del terreno en cm. (Etapa constructiva N°4). Fuente: Propia.

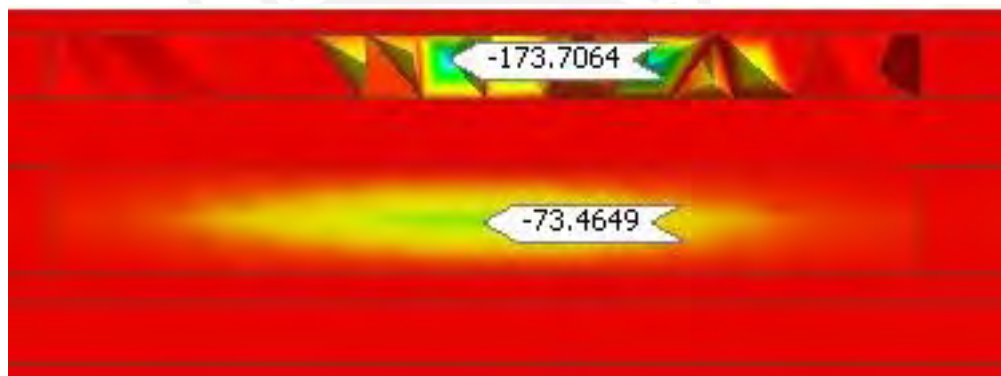


Figura 5.16. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°4). Fuente: Propia.

Finalmente, en la etapa N°5, se tiene un tiempo de espera de 2 años para obtener el asentamiento total que genera la estructura en el suelo. En la figura 5.17, se observa el valor del asentamiento final de la estructura. Además, en la figura 5.18, se puede observar que el exceso de presión de poros se logró disipar casi en su totalidad.

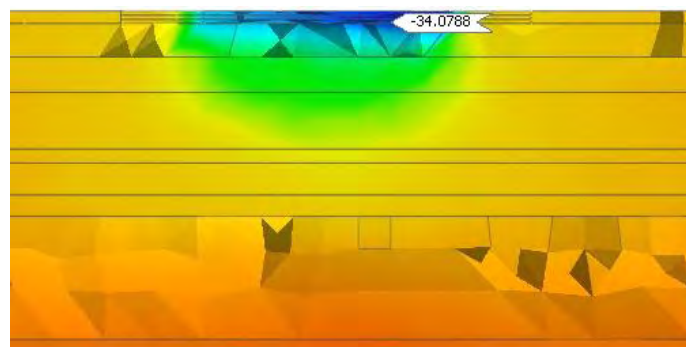


Figura 5.17. Asentamiento del terreno en cm. (Etapa constructiva N°5). Fuente: Propia.

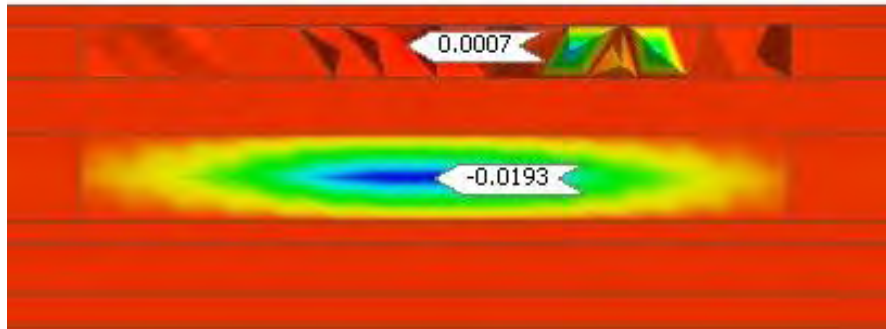


Figura 5.18. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°5). Fuente: Propia.

5.3.4. Asentamiento final generado por el terraplén y la estructura por el método de elementos finitos

Con la estratigrafía del terreno ya modelada, se procede a modelar el terraplén, el cual consta de dos partes. Por un lado, se elimina el estrato de relleno orgánico hasta llegar a la cota -1.5 m. Luego, se construye la primera parte del terraplén con una base de 50 m de diámetro y una altura de 1.50 m. Por otro lado, una vez se haya alcanzado la cota 0.0 m, se construye la segunda parte del terraplén con una base inferior de 50 m de diámetro, un talud de 1.5:1 y una altura de 2.50 m. Finalmente, se tiene una altura total de 4 m de terraplén, que es la altura determinada por el método analítico. Se elaboró la siguiente figura para mostrar el modelo “terreno + terraplén”:

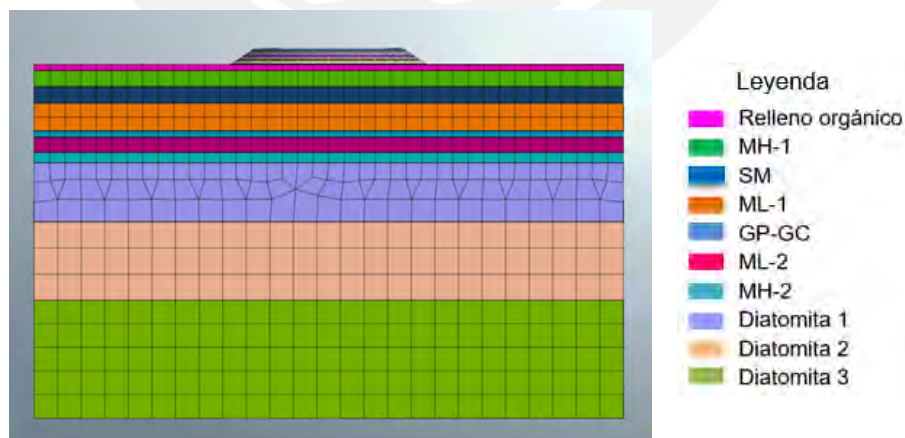


Figura 5.19. Vista del modelo “terreno+terraplén”. Fuente: Propia.

A continuación, se elaboró la siguiente tabla que muestra el resumen de las características del terraplén:

Tabla 5.17. Resumen de las características del terraplén. Fuente: Propia.

Profundidad (m)	-1.50-0.00	0.00-2.50
Talud del terraplén	-	1.5:1
Ancho inferior (m)	50	50
Ancho superior (m)	50	42.5
Altura del terraplén (m)	1.50	2.50

Con el modelo terminado, se procede a realizar el análisis de consolidación mediante etapas constructivas, las cuales se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 5.18. Etapas constructivas para el análisis de consolidación del caso de estudio. Fuente: Propia.

Nº	Etapas Constructivas	Altura de capa de terraplén (m)	Tiempo (días)	Tiempo Acumulado (días)
1	Terreno original	-	1	1
2	Excavación hasta -1.50m	-	2	3
3	Terraplén hasta -1.00m	0.50	2	5
4	Tiempo de espera 1	-	1	6
5	Terraplén hasta -0.50m	0.50	2	8
6	Tiempo de espera 2	-	1	9
7	Terraplén hasta 0.00m	0.50	2	11
8	Tiempo de espera 3	-	1	12
9	Terraplén hasta 0.25m	0.25	1	13
10	Tiempo de espera 4	-	1	14
11	Terraplén hasta 0.50m	0.25	1	15
12	Tiempo de espera 5	-	1	16
13	Terraplén hasta 0.75m	0.25	1	17
14	Tiempo de espera 6	-	1	18
15	Terraplén hasta 1.00m	0.25	1	19
16	Tiempo de espera 7	-	1	20
17	Terraplén hasta 1.25m	0.25	1	21
18	Tiempo de espera 8	-	1	22
19	Terraplén hasta 1.50m	0.25	1	23
20	Tiempo de espera 9	-	1	24
21	Terraplén hasta 2.00m	0.50	2	26
22	Tiempo de espera 10	-	1	27
23	Terraplén hasta 2.50m	0.50	2	29
24	Tiempo de espera 11	-	274	303
25	Retiro de 2.5 m de terraplén	-	6	309
26	Excavación de base de la estructura	-	1	310
27	Construcción de base de la estructura	-	1	311
28	Construcción de la estructura	-	5	316
29	Tiempo de espera 12	-	730	1046

En la etapa N°1, se presenta el terreno como se encuentra en la vida real, en donde se asume que el asentamiento y el exceso de presión de poros inicial es igual a cero. Luego, en la etapa N°24, es donde se produce un tiempo de espera de 274 días, tiempo necesario para que el terreno alcance el 90% de su asentamiento total. En las figuras 5.20 y 5.21, se observan los valores obtenidos de asentamiento y de exceso de presión de poros al finalizar esta etapa.

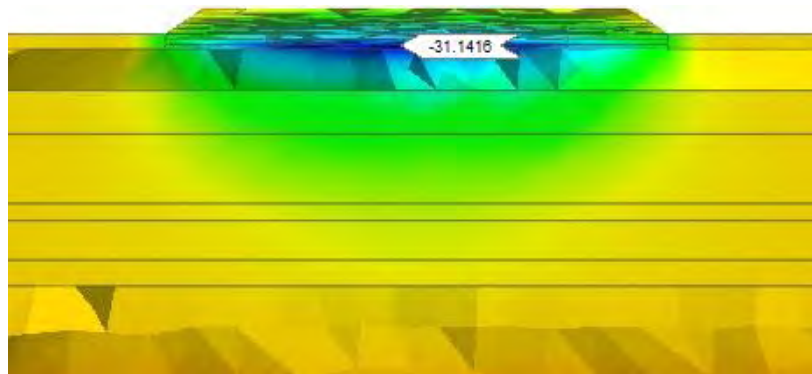


Figura 5.20. Asentamiento del terreno en cm. (Etapa constructiva N°24). Fuente: Propia.

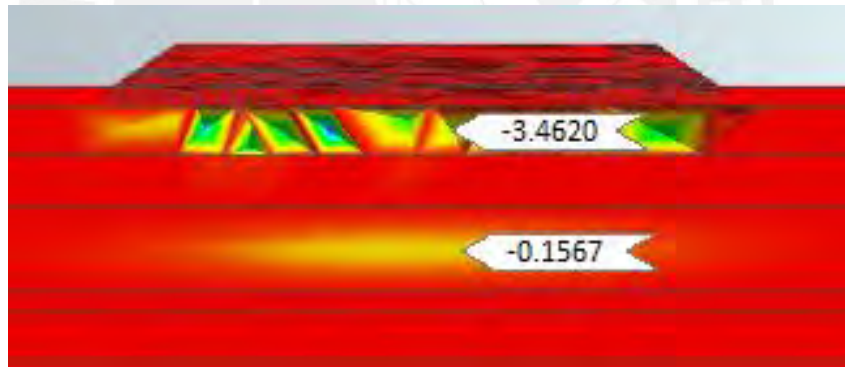


Figura 5.21. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°24). Fuente: Propia.

En la etapa N°28, se construye la estructura después de retirar el terraplén, excavar y construir la base de la estructura. En las figuras 5.22 y 5.23, se observan los valores obtenidos de asentamiento y de exceso de presión de poros al finalizar esta etapa.

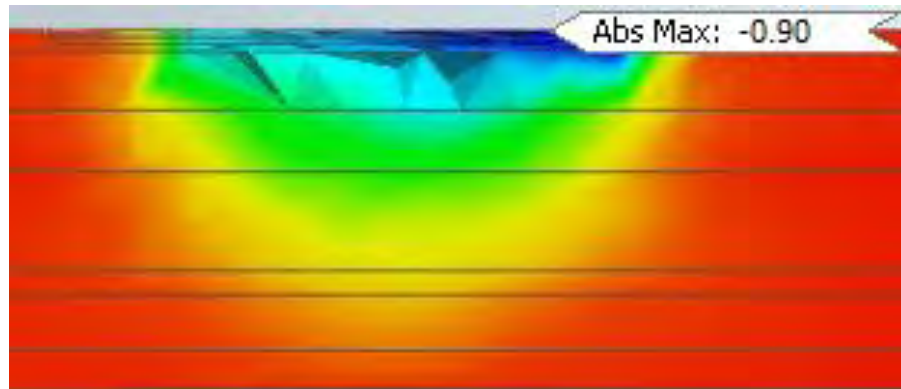


Figura 5.22. Asentamiento del terreno en cm. (Etapa constructiva N°28). Fuente: Propia.

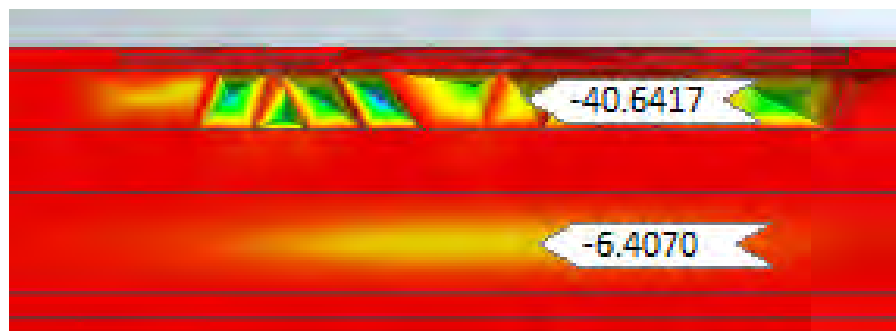


Figura 5.23. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°28). Fuente: Propia.

Finalmente, en la etapa N°29, se tiene el tiempo de espera de 730 días con la finalidad de obtener el asentamiento total generado por la estructura en el suelo, el cual no debe exceder los 5 cm según la Norma E.050. En las figuras 5.24 y 5.25, se observan los valores obtenidos de asentamiento y de exceso de presión de poros al finalizar esta etapa.

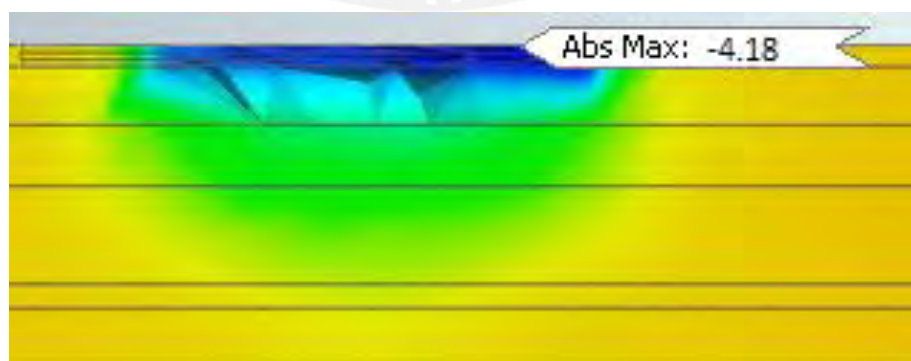


Figura 5.24. Asentamiento del terreno en cm. (Etapa constructiva N°29). Fuente: Propia.

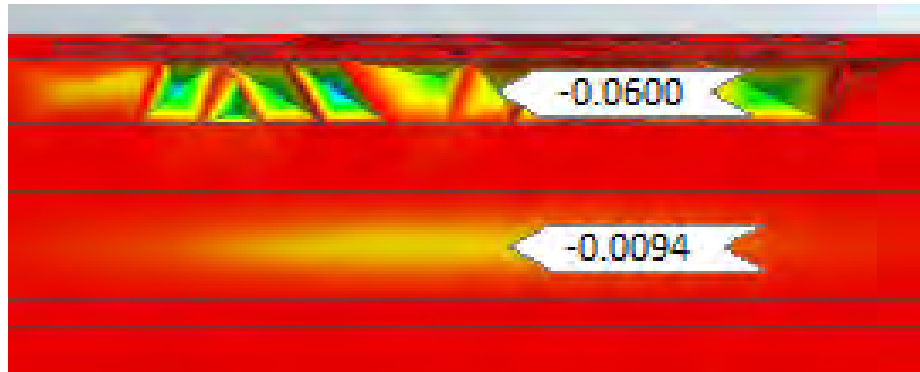


Figura 5.25. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°29). Fuente: Propia.

5.4. Caso de análisis con mechas drenantes

En este caso de análisis, se determina el diseño óptimo de las mechas drenantes mediante el método analítico y el método de elementos finitos para obtener el asentamiento del terreno determinado en el primer caso de análisis en un tiempo prudente y evitar el retraso del inicio de la construcción de la obra.

5.4.1. Diseño de mechas drenantes por el método analítico

Se optó por usar una distribución de mechas drenantes con malla triangular y se emplearon las fórmulas (3.2) y (3.3) planteadas por Barrón para determinar el tiempo necesario en el que el terreno alcanzará un grado de consolidación igual al 90%. Las mechas drenantes alcanzaron una profundidad de 22.4 m correspondientes al término del tercer estrato fino (ML-2).

Se realizaron 4 iteraciones en el cálculo, en donde la variable fue la separación entre drenes. Además, solo se consideró la presencia del drenaje horizontal ($Ch = 4.61 \text{ cm}^2/\text{min}$).

- Separación entre drenes: 3.50 m

Tabla 5.19. Diámetro equivalente entre drenes con una separación de 3.50 m. Fuente: Propia.

b (cm)	10
e (mm)	3
ϕd (cm)	6.557
Tipo de distribución de malla	Triangular
Separación entre drenes (m)	3.50
Diámetro equivalente entre drenes (m)	3.675

Tabla 5.20. Tiempo que tardará en llegar a $U_h=90\%$. Fuente: Propia.

U_h (1/100)	$\ln(1/1-U_h)$	$\ln(De/\phi d)-0.75$	t (min)	t (horas)	t (días)	t (días)
0.00	0	3.276	0	0	0	0
0.05	0.0513	3.276	615.39	10.26	0.43	0
0.10	0.1054	3.276	1264.06	21.07	0.88	1
0.15	0.1625	3.276	1949.81	32.50	1.35	1
0.20	0.2231	3.276	2677.15	44.62	1.86	2
0.25	0.2877	3.276	3451.45	57.52	2.40	2
0.30	0.3567	3.276	4279.19	71.32	2.97	3
0.35	0.4308	3.276	5168.30	86.14	3.59	4
0.40	0.5108	3.276	6128.61	102.14	4.26	4
0.45	0.5978	3.276	7172.52	119.54	4.98	5
0.50	0.6931	3.276	8316.00	138.60	5.78	6
0.55	0.7985	3.276	9580.06	159.67	6.65	7
0.60	0.9163	3.276	10993.16	183.22	7.63	8
0.65	1.0498	3.276	12595.19	209.92	8.75	9
0.70	1.2040	3.276	14444.61	240.74	10.03	10
0.75	1.3863	3.276	16632.01	277.20	11.55	12
0.80	1.6094	3.276	19309.16	321.82	13.41	13
0.85	1.8971	3.276	22760.61	379.34	15.81	16
0.90	2.3026	3.276	27625.16	460.42	19.18	19

Con una separación de drenes de 3.50 m, se emplean 178 mechas drenantes y se alcanza un grado de consolidación del terreno del 90% en 19 días.

- Separación entre drenes: 4.50 m

Tabla 5.21. Diámetro equivalente entre drenes con una separación de 4.50 m. Fuente: Propia.

b (cm)	10
e (mm)	3
ϕd (cm)	6.557
Tipo de distribución de malla	Triangular
Separación entre drenes (m)	4.50
Diámetro equivalente entre drenes (m)	4.725

Tabla 5.22. Tiempo que tardará en llegar a $U_h=90\%$. Fuente: Propia.

U_h (1/100)	$\ln(1/1-U_h)$	$\ln(De/\phi d)-0.75$	t (min)	t (horas)	t (días)	t (días)
0.00	0	3.527	0	0	0	0
0.05	0.0513	3.527	1095.31	18.26	0.76	1
0.10	0.1054	3.527	2249.86	37.50	1.56	2
0.15	0.1625	3.527	3470.41	57.84	2.41	2
0.20	0.2231	3.527	4764.98	79.42	3.31	3
0.25	0.2877	3.527	6143.13	102.39	4.27	4
0.30	0.3567	3.527	7616.39	126.94	5.29	5
0.35	0.4308	3.527	9198.89	153.31	6.39	6
0.40	0.5108	3.527	10908.11	181.80	7.58	8
0.45	0.5978	3.527	12766.14	212.77	8.87	9
0.50	0.6931	3.527	14801.38	246.69	10.28	10
0.55	0.7985	3.527	17051.24	284.19	11.84	12
0.60	0.9163	3.527	19566.36	326.11	13.59	14
0.65	1.0498	3.527	22417.78	373.63	15.57	16
0.70	1.2040	3.527	25709.49	428.49	17.85	18
0.75	1.3863	3.527	29602.77	493.38	20.56	21
0.80	1.6094	3.527	34367.75	572.80	23.87	24
0.85	1.8971	3.527	40510.88	675.18	28.13	28
0.90	2.3026	3.527	49169.13	819.49	34.15	34

Con una separación de drenes de 4.50 m, se emplean 109 mechas drenantes y se alcanza un grado de consolidación del terreno del 90% en 34 días.

- Separación entre drenes: 5.50 m

Tabla 5.23. Diámetro equivalente entre drenes con una separación de 5.50 m. Fuente: Propia.

b (cm)	10
e (mm)	3
ϕd (cm)	6.557
Tipo de distribución de malla	Triangular
Separación entre drenes (m)	5.5
Diámetro equivalente entre drenes (m)	5.775

Tabla 5.24. Tiempo que tardará en llegar a $U_h=90\%$. Fuente: Propia.

U_h (1/100)	$\ln(1/1-U_h)$	$\ln(D_e/\phi_d)-0.75$	t (min)	t (horas)	t (días)	t (días)
0.00	0	3.728	0	0	0	0
0.05	0.0513	3.728	1729.29	28.82	1.20	1
0.10	0.1054	3.728	3552.09	59.20	2.47	2
0.15	0.1625	3.728	5479.11	91.32	3.80	4
0.20	0.2231	3.728	7522.99	125.38	5.22	5
0.25	0.2877	3.728	9698.82	161.65	6.74	7
0.30	0.3567	3.728	12024.82	200.41	8.35	8
0.35	0.4308	3.728	14523.28	242.05	10.09	10
0.40	0.5108	3.728	17221.81	287.03	11.96	12
0.45	0.5978	3.728	20155.28	335.92	14.00	14
0.50	0.6931	3.728	23368.54	389.48	16.23	16
0.55	0.7985	3.728	26920.63	448.68	18.69	19
0.60	0.9163	3.728	30891.53	514.86	21.45	21
0.65	1.0498	3.728	35393.36	589.89	24.58	25
0.70	1.2040	3.728	40590.35	676.51	28.19	28
0.75	1.3863	3.728	46737.08	778.95	32.46	32
0.80	1.6094	3.728	54260.07	904.33	37.68	38
0.85	1.8971	3.728	63958.89	1065.98	44.42	44
0.90	2.3026	3.728	77628.61	1293.81	53.91	54

Con una separación de drenes de 5.50 m, se emplean 73 mechas drenantes y se alcanza un grado de consolidación del terreno del 90% en 54 días.

- Separación entre drenes: 6.50 m

Tabla 5.25. Diámetro equivalente entre drenes con una separación de 6.50 m. Fuente: Propia.

b (cm)	10
e (mm)	3
ϕ_d (cm)	6.557
Tipo de distribución de malla	Triangular
Separación entre drenes (m)	6.5
Diámetro equivalente entre drenes (m)	5.775

Tabla 5.26. Tiempo que tardará en llegar a $U_h=90\%$. Fuente: Propia.

U_h (1/100)	$\ln(1/1-U_h)$	$\ln(D_e/\phi d)-0.75$	t (min)	t (horas)	t (días)	t (días)
0.00	0	3.895	0	0	0	0
0.05	0.0513	3.895	2523.51	42.06	1.75	2
0.10	0.1054	3.895	5183.49	86.39	3.60	4
0.15	0.1625	3.895	7995.55	133.26	5.55	6
0.20	0.2231	3.895	10978.14	182.97	7.62	8
0.25	0.2877	3.895	14153.28	235.89	9.83	10
0.30	0.3567	3.895	17547.57	292.46	12.19	12
0.35	0.4308	3.895	21193.50	353.23	14.72	15
0.40	0.5108	3.895	25131.42	418.86	17.45	17
0.45	0.5978	3.895	29412.17	490.20	20.43	20
0.50	0.6931	3.895	34101.21	568.35	23.68	24
0.55	0.7985	3.895	39284.70	654.74	27.28	27
0.60	0.9163	3.895	45079.35	751.32	31.31	31
0.65	1.0498	3.895	51648.78	860.81	35.87	36
0.70	1.2040	3.895	59232.63	987.21	41.13	41
0.75	1.3863	3.895	68202.42	1136.71	47.36	47
0.80	1.6094	3.895	79180.55	1319.68	54.99	55
0.85	1.8971	3.895	93333.83	1555.56	64.82	65
0.90	2.3026	3.895	113281.76	1888.03	78.67	79

Con una separación de drenes de 6.50 m, se emplean 55 mechas drenantes y se alcanza un grado de consolidación del terreno del 90% en 79 días.

5.4.2. Diseño de mechas drenantes por el método de elementos finitos

Se realizaron varias iteraciones con las 4 separaciones de drenes mencionadas anteriormente. Cabe resaltar que se consideró la misma altura del terraplén calculada por el método analítico para poder contrastar los resultados.

A continuación, se presenta el proceso constructivo que se siguió en todas las iteraciones del modelo.

Tabla 5.27. Etapas constructivas para el modelo con mechas drenantes. Fuente: Propia.

Nº	Etapas Constructivas	Número de capas de terraplén	Tiempo (días)	Tiempo Acumulado (días)
1	Terreno original	0.00	1	1
2	Excavación hasta -1.50m	-	2	3
3	Instalación de mechas	-	1	4
4	Terraplén hasta -1.00m	0.50	2	6
5	Tiempo de espera 1	-	1	7
6	Terraplén hasta -0.50m	0.50	2	9
7	Tiempo de espera 2	-	1	10
8	Terraplén hasta 0.00m	0.50	2	12
9	Tiempo de espera 3	-	1	13
10	Terraplén hasta 0.25m	0.25	1	14
11	Tiempo de espera 4	-	1	15
12	Terraplén hasta 0.50m	0.25	1	16
13	Tiempo de espera 5	-	1	17
14	Terraplén hasta 0.75m	0.25	1	18
15	Tiempo de espera 6	-	1	19
16	Terraplén hasta 1.00m	0.25	1	20
17	Tiempo de espera 7	-	1	21
18	Terraplén hasta 1.25m	0.25	1	22
19	Tiempo de espera 8	-	1	23
20	Terraplén hasta 1.50m	0.25	1	24
21	Tiempo de espera 9	-	1	25
22	Terraplén hasta 2.00m	0.50	2	27
23	Tiempo de espera 10	-	1	28
24	Terraplén hasta 2.50m	0.50	2	30
25	Tiempo de espera 11	-	X	-

El tiempo “X” que durará la última etapa “Tiempo de espera 11” dependerá del tiempo determinado por el método analítico para cada separación de drenes.

A continuación, se muestran los parámetros que se le asignaron a las mechas drenantes.

Tabla 5.28. Parámetros de mechas drenantes. Fuente: Propia.

Parámetros	Unidades	Material
		Mechas drenantes
Tipo de modelo	-	Elástico
Tipo de comportamiento del material	-	Drenado
Largo	cm	10
Ancho	mm	3
Peso Unitario	kN/m ³	2.3
Peso Unitario Saturado	kN/m ³	2.3
Razón de Poisson (ν)	-	0.3
E50	kN/m ²	4000
Permeabilidad ($k_x = k_y = k_z$)	m/s	1.5

Primero, las mechas drenantes fueron modeladas como elementos 1D de tipo “embedded beam”, el cual permite conectar los elementos con las mallas de forma correcta. Luego, se definió la sección transversal, la cual era de forma rectangular de 10 cm x 3 mm con la finalidad de obtener las propiedades de rigidez de las mechas drenantes, ver figura 5.26.

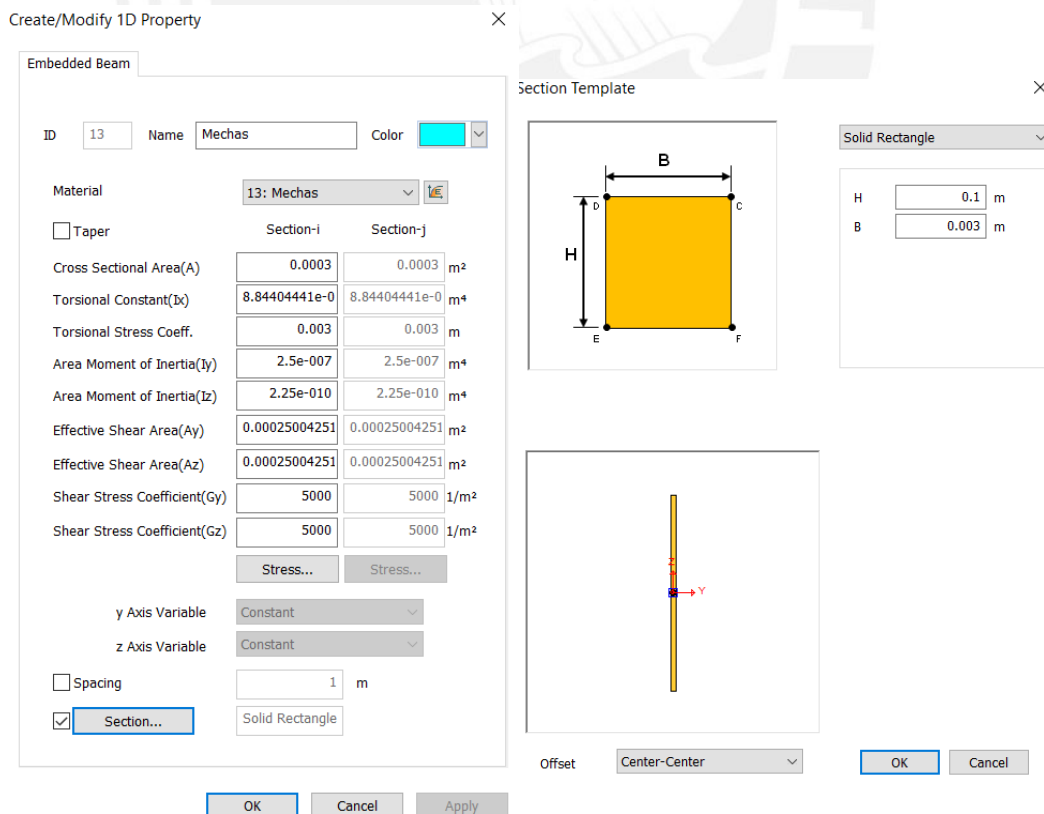


Figura 5.26. Definición de las propiedades de las mechas drenantes. Fuente: Propia.

Finalmente, se dibujó la geometría de las mechas drenantes con una longitud igual a 20.9 m con una separación entre ellas que varía de 3.5 m a 6.5 m, según el modelo que se esté analizando. Cabe recalcar que las mechas drenantes llegan a abarcar los 3 estratos de suelo fino, ya que, en toda esa zona, se necesita acelerar el drenaje del agua que genera el exceso de presión de poros.

En la etapa N°1, se presenta el terreno como se encuentra en la vida real, en donde se asume que el asentamiento y el exceso de presión de poros inicial es igual a cero, y se calcula las presiones de poros iniciales.

En la etapa N°3, se instalan las mechas drenantes y se activa la propiedad de drenaje (Review mechas), ver figura 5.27.

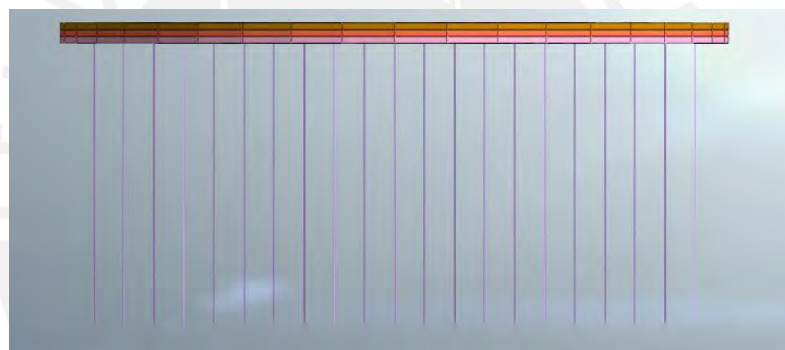


Figura 5.27. Instalación de mechas drenantes en el terreno. Fuente: Propia.

En la etapa N°24, se termina de construir el terraplén de 4.00 m. En las figuras 5.28 y 5.29, se puede observar los valores de asentamiento y exceso de presión de poros producidos en el terreno cuando presenta una separación de mechas drenantes igual a 4.5 m.

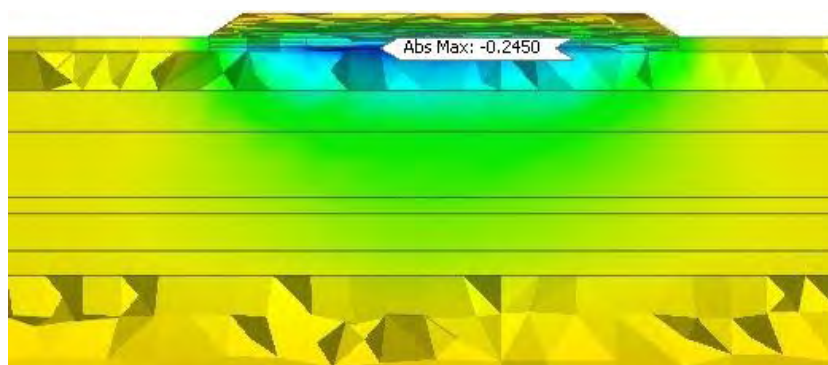


Figura 5.28. Asentamiento del terreno en m. (Etapa constructiva N°24). Fuente: Propia.

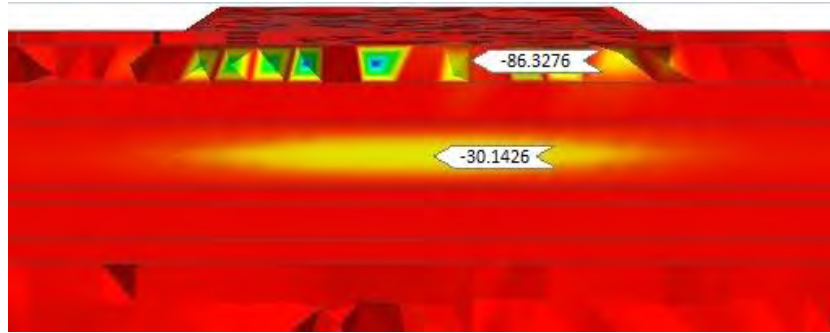


Figura 5.29. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°24). Fuente: Propia.

En la etapa N°25, se desarrolla el tiempo de espera “X”, tiempo necesario para que el terreno alcance el asentamiento deseado, el cual dependerá de la separación entre mechas drenantes. En las figuras 5.30 y 5.31, se puede observar los valores de asentamiento y exceso de presión de poros del terreno cuando presenta una separación de mechas drenantes igual a 4.5 m.

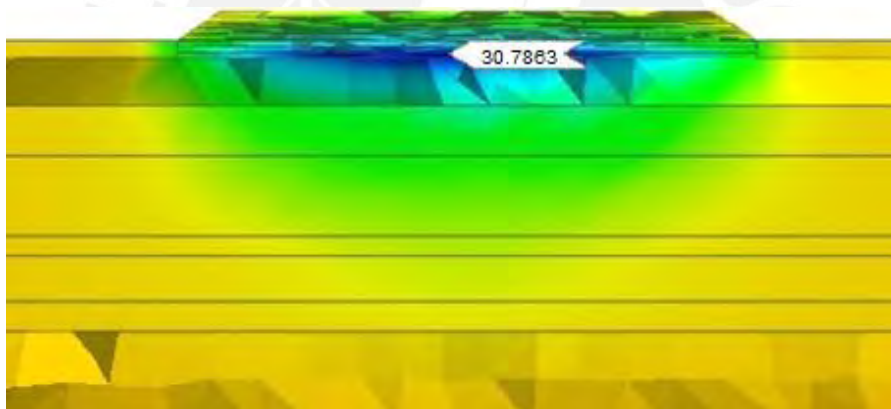


Figura 5.30. Asentamiento del terreno en m. (Etapa constructiva N°25). Fuente: Propia.

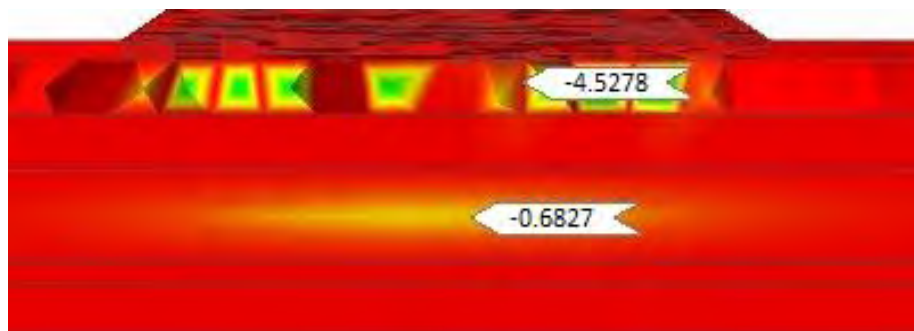


Figura 5.31. Exceso de presión de poros en kPa (Etapa constructiva N°25). Fuente: Propia.

Capítulo 6. Análisis de los resultados

En la figura 6.1, se muestra el perfil del terreno en donde se ubican los puntos A, B y C. El punto A, el cual se encuentra en la superficie del terreno, es el que se utilizará para los análisis de desplazamiento en todos los casos. Los puntos B y C, los cuales se encuentran a la mitad de los estratos MH1 y ML1 respectivamente, se utilizarán para el análisis de exceso de presión de poros en los estratos correspondientes.

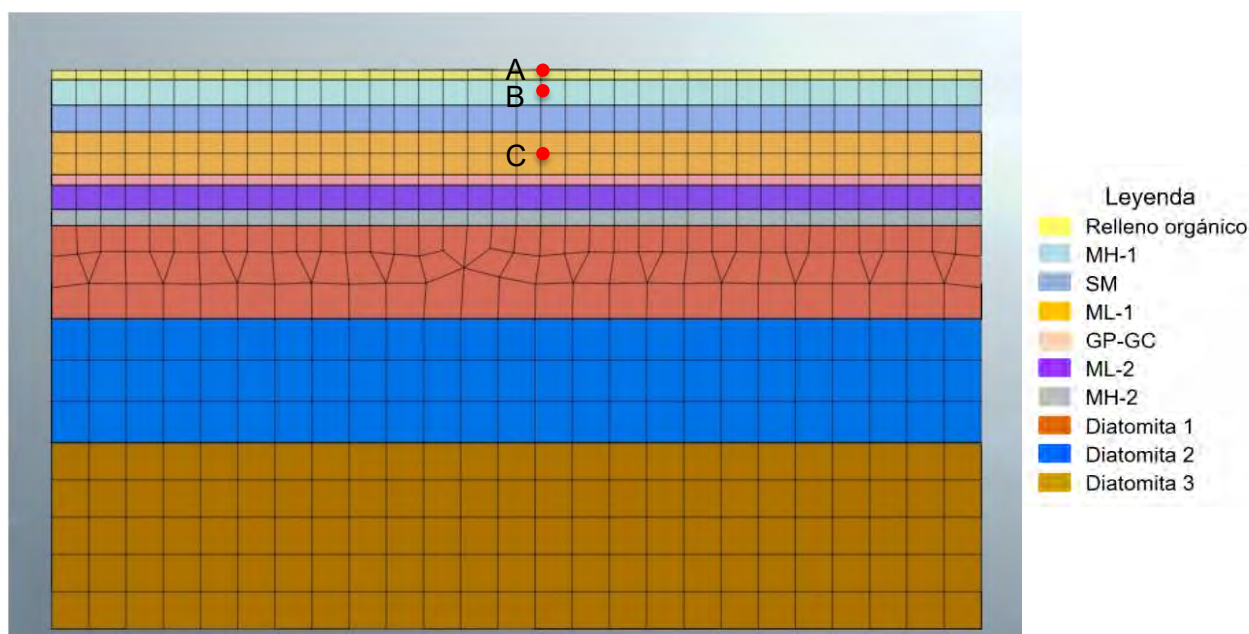


Figura 6.1. Ubicación de los puntos para sus análisis respectivos. Fuente: Propia.

6.1. Comparación de los resultados obtenidos por ambos métodos de diseño en el caso 1: sin mechas

6.1.1. Asentamiento del suelo + estructura

A continuación, se muestra una tabla resumen con los resultados más relevantes obtenidos en este caso de análisis.

Tabla 6.1. Resumen de los desplazamientos obtenidos en el punto A. Fuente: Propia.

	Método empleado	
	Analítico	Elementos finitos
Asentamiento final (cm)	38.44	34.08
Asentamiento al 90% (cm)	34.59	30.67
Tiempo para alcanzar el 90%	274	146
Tiempo para alcanzar 30.67 cm	176	146

En la tabla 6.1, se puede observar que, mientras el método analítico indica un asentamiento final de 38.44 cm, el método de elementos finitos calcula un asentamiento final de 34.08 cm. El hecho de que este valor sea menor al calculado analíticamente se debe a que el método analítico es más conservador. En el método de elementos finitos, la transmisión de esfuerzos que se da en las partículas del terreno es más precisa si el tamaño de la malla es menor, ya que se genera una mayor cantidad de elementos por procesar.

Con respecto al tiempo para alcanzar el 90% del asentamiento en cada caso, se observa que, por el método analítico, se obtuvo una mayor cantidad de días en comparación con el método de elementos finitos. Esto se debe a que el valor del 90% del asentamiento final en cada caso es distinto. Por esta razón, se calcula, mediante el método analítico, el tiempo necesario para obtener el asentamiento de 30.67 cm, el cual resulta en 176 días. Esta diferencia de 30 días se debe a que las fórmulas empleadas para el cálculo analítico dan un resultado más conservador, por eso el tiempo obtenido es mayor.

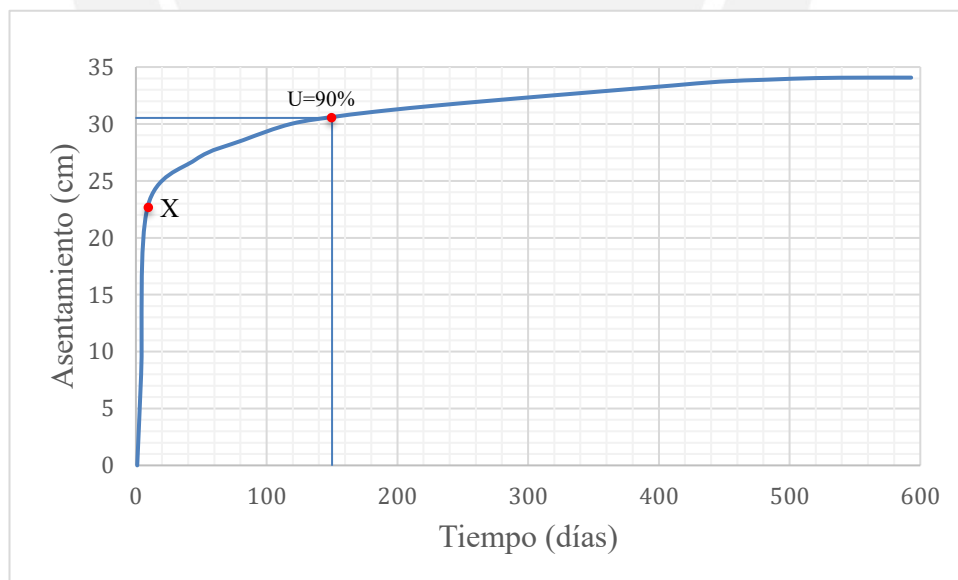


Figura 6.2. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.

En la figura 6.2, cuyos datos se obtuvieron del software de elementos finitos, se observa el punto X, el cual indica el final de la construcción de la estructura. Como se

puede observar, la pendiente es pronunciada antes del punto mencionado, lo cual indica que la mayor parte del asentamiento ocurre durante el proceso de construcción. Una vez finalizado este proceso, la pendiente empieza a disminuir indicando que el incremento del asentamiento es cada vez menor a medida que pasa el tiempo llegando a representar una línea horizontal, la cual indica que ha llegado casi al final del proceso de consolidación.

Tabla 6.2. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.

Etapas de construcción	Tiempo (días)	Exceso de presión de poros (kPa)	
		MH1 (Punto B)	ML1 (Punto C)
Terreno en estado natural	1	0	0
Construcción de la estructura	9	208.68	79.72
A los 150 días	150	8.68	1.84
Tiempo de espera	301	0.6	0.1

Según la tabla 6.2, el terreno en su estado natural no presenta un exceso de presión de poros. Al finalizar la etapa de construcción de la estructura, el exceso de presión de poros incrementa debido a la sobrepresión que ejerce la estructura sobre el terreno. En el punto B, el exceso de presión de poros alcanza los 208.68 kPa y, en el punto C, se alcanza los 79.72 kPa. La diferencia entre estos 2 valores radica en la profundidad de cada punto analizado, siendo el punto B el que se encuentra más cercano a la superficie de aplicación de la carga. Cabe resaltar que, a los 150 días, tiempo en el cual se alcanza $U=90\%$, el exceso de presión de poros en los puntos B y C son 8.68 y 1.84 kPa respectivamente. Esta gran reducción indica que el exceso de presión de poros se ha disipado en su mayoría, por lo que el asentamiento que se genera a partir de esta fecha es mínimo. Finalmente, luego de 292 días de culminada la construcción, los valores de exceso de presión de poros que presentan los puntos B y C son 0.6 y 0.1 kPa respectivamente indicando que el exceso de presión de poros se ha disipado casi en su totalidad.

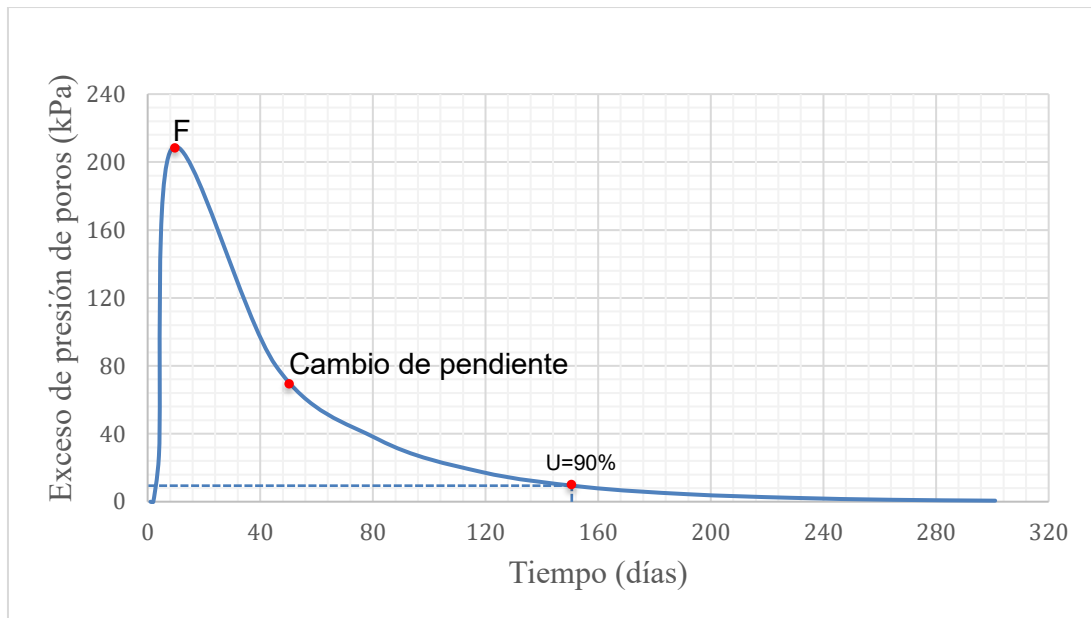


Figura 6.3. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.

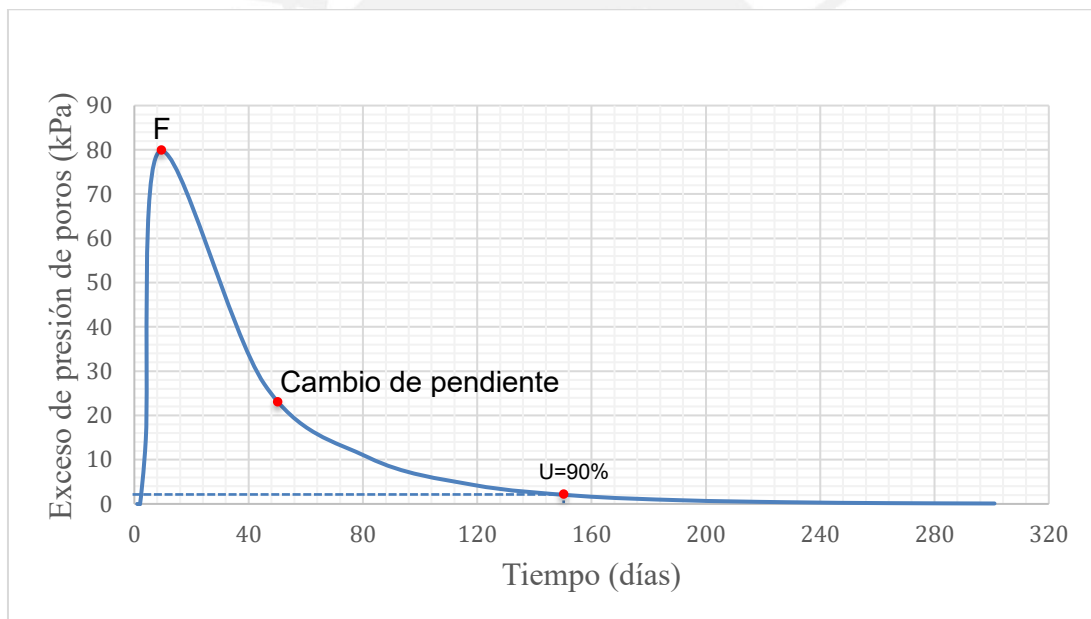


Figura 6.4. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.

En las figuras 6.3 y 6.4, se observa el punto F, el cual indica el final de la construcción de la estructura. Antes de este punto, el incremento en el exceso de presión de poros es tan rápido que la pendiente es casi vertical. A partir de este punto en adelante, el exceso de presión de poros se disipa con el paso del tiempo. Esto significa que la carga que, en un inicio, era resistida por las partículas de agua ahora es resistida por la estructura mineral del terreno. También se observa que, hasta el día 50, la velocidad con

la que se disipa el exceso de presión de poros es mayor a la velocidad con la que se disipa en los días siguientes, esto se evidencia en el cambio de pendiente a una menos pronunciada. Finalmente, a partir de los 150 días ($U=90\%$), se observa que la pendiente es casi horizontal, lo cual significa que, a pesar del mínimo exceso de presión de poros a la fecha, a este le tomará un largo tiempo en disiparse por completo.

6.1.2. Asentamiento del suelo +terraplén

A continuación, se muestra una tabla resumen con los resultados más relevantes obtenidos en este caso de análisis.

Tabla 6.3. Resumen de los desplazamientos obtenidos en el punto A. Fuente: Propia.

	Método empleado	
	Analítico	Elementos finitos
Asentamiento con terraplén de 4.00 m (cm)	34.59	31.14
Asentamiento final (2 años después de construir la estructura) (cm)	5.00	4.18
Tiempo en alcanzar el asentamiento con terraplén (días)	274	156
Tiempo en alcanzar 31.14 cm (días)	185	156

En la tabla 6.3, se puede observar que, mientras el método analítico indica un asentamiento con terraplén de 34.59 cm y un asentamiento final de 5.00 cm, el método de elementos finitos calcula un asentamiento con terraplén de 31.14 cm y un asentamiento final de 4.18 cm. El hecho de que este valor sea menor al calculado analíticamente se debe a que el método analítico es más conservador.

Con respecto al tiempo para alcanzar el asentamiento generado por el terraplén en cada caso, se observa que, por el método analítico, se obtuvo una mayor cantidad de días en comparación con el método de elementos finitos. Esto se debe a que el valor del asentamiento con terraplén en cada caso es distinto. Por esta razón, se calculó, mediante el método analítico, el tiempo necesario para obtener el asentamiento de 31.14 cm, el cual resultó en 185 días. Esta diferencia de 29 días se debe a que las fórmulas empleadas

para el cálculo analítico dan un resultado más conservador, por eso el tiempo obtenido es mayor.

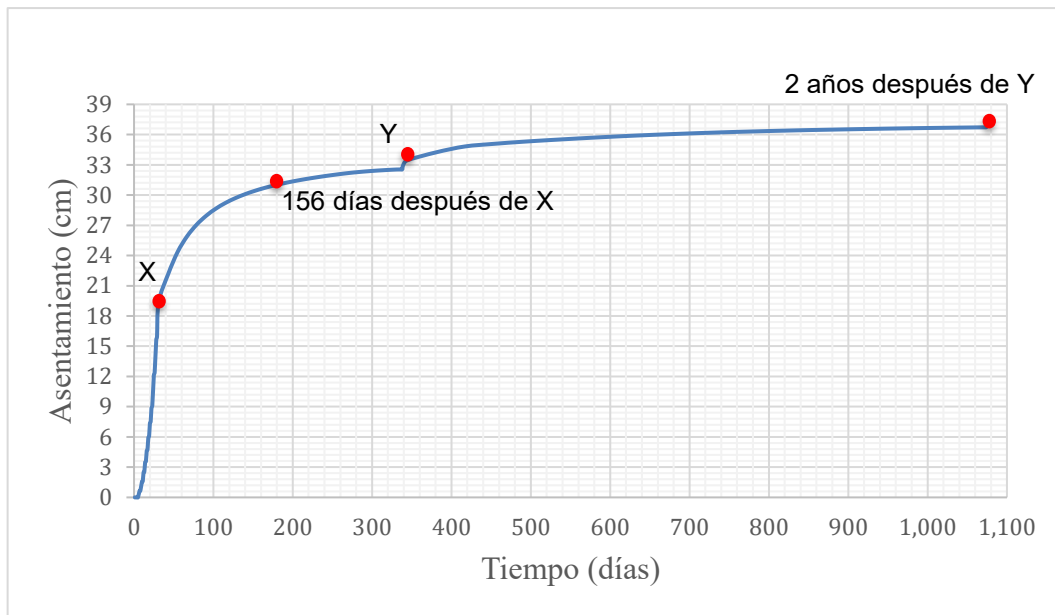


Figura 6.5. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.

En la figura 6.5, por un lado, se observa el punto X, el cual indica el final de la construcción del terraplén. Como se puede observar, la pendiente es pronunciada antes del punto mencionado, lo cual indica que la mayor parte del asentamiento ocurre durante el proceso de construcción. Una vez finalizado este proceso, la pendiente empieza a disminuir indicando que el incremento del asentamiento es cada vez menor a medida que pasa el tiempo llegando a representar una línea horizontal, la cual indica que ha llegado casi al final del proceso de consolidación.

Por otro lado, se observa el punto Y, el cual indica el final de la construcción de la estructura. Como se puede observar, la pendiente es pronunciada antes del punto mencionado, lo cual indica un rápido crecimiento en el asentamiento en un período corto de tiempo (7 días). Una vez finalizado este proceso, la pendiente empieza a disminuir indicando que el incremento del asentamiento es cada vez menor a medida que pasa el

tiempo llegando a representar una línea horizontal, la cual indica que ha llegado casi al final del proceso de consolidación.

Tabla 6.4. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.

Etapas de construcción	Tiempo (días)	Exceso de presión de poros (kPa)	
		MH1 (Punto B)	ML1 (Punto C)
Terreno en estado natural	1	0	0
Fin de la construcción del terraplén	29	239.65	81.08
A los 156 días	185	7.99	1.80
Fin de la construcción de la estructura	344	40.64	6.40
Tiempo de espera	1074	0.08	0.01

Según la tabla 6.4, el terreno en su estado natural no presenta un exceso de presión de poros. Al finalizar la etapa de construcción del terraplén, el exceso de presión de poros incrementa debido a la sobrepresión que ejerce el terraplén sobre el terreno. En el punto B, el exceso de presión de poros alcanza los 239.65 kPa y, en el punto C, se alcanza los 81.08 kPa. La diferencia entre estos 2 valores radica en la profundidad de cada punto analizado, siendo el punto B el que se encuentra más cercano a la superficie de aplicación de la carga. A los 156 días, el exceso de presión de poros en los puntos B y C desciende a 7.99 y 1.80 kPa respectivamente. Esta gran reducción indica que el exceso de presión de poros se ha disipado en su mayoría, por lo que el asentamiento que se genera a partir de esta fecha es mínimo. Al finalizar la construcción de la estructura, los valores de exceso de presión de poros que presentan los puntos B y C son 40.64 y 6.40 kPa respectivamente. Finalmente, luego de dos años de espera, los valores de exceso de presión de poros que presentan los puntos B y C son 0.08 y 0.01 kPa respectivamente indicando que el exceso de presión de poros se ha disipado casi en su totalidad.

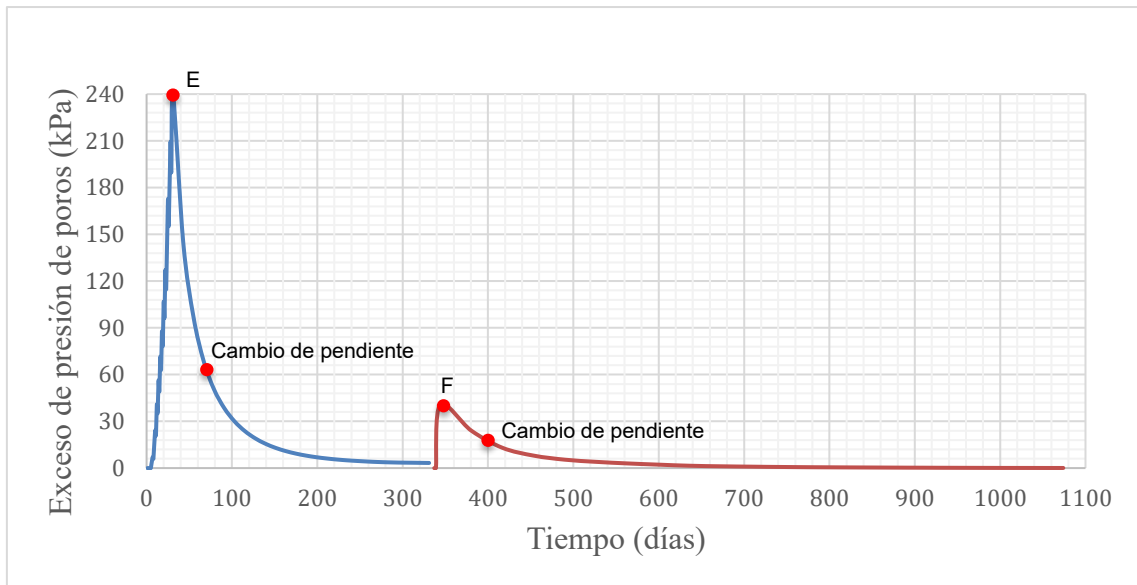


Figura 6.6. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.

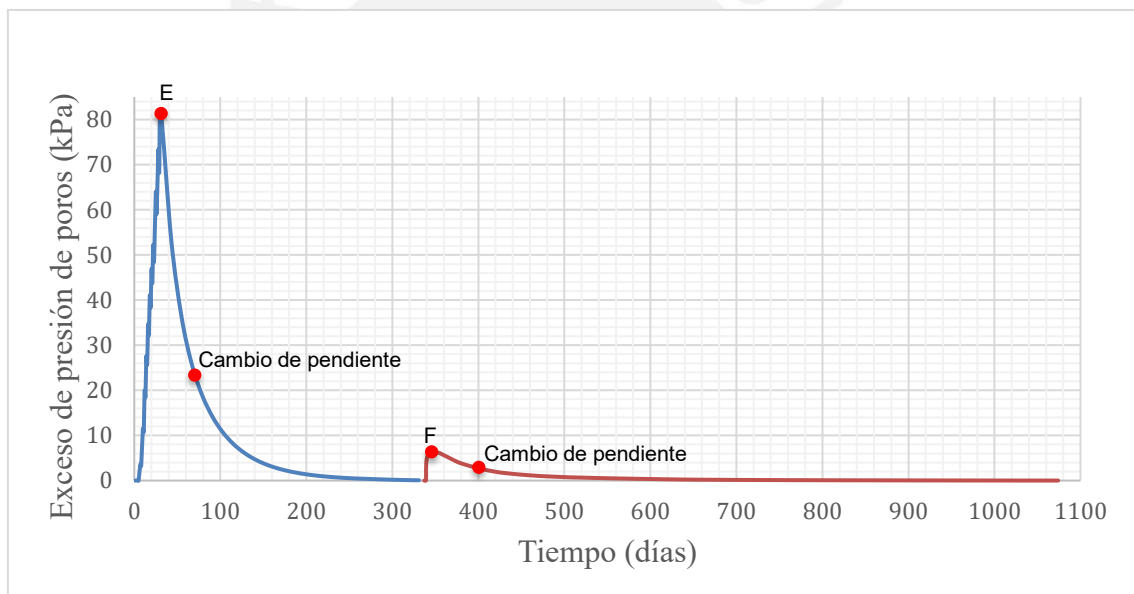


Figura 6.7. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.

En las figuras 6.6 y 6.7, por un lado, se observa el punto E, el cual indica el final de la construcción del terraplén. Antes de este punto, el incremento en el exceso de presión de poros es tan rápido que la pendiente es casi vertical. A partir de este punto en adelante, el exceso de presión de poros se disipa con el paso del tiempo. Esto significa que la carga que, en un inicio, era resistida por las partículas de agua ahora es resistida por la estructura mineral del terreno. También se observa que, hasta el día 70, la velocidad

con la que se disipa el exceso de presión de poros es mayor a la velocidad con la que se disipa en los días siguientes, esto se evidencia en el cambio de pendiente a una menos pronunciada. Finalmente, a partir de los 187 días, se observa que la pendiente es casi horizontal, lo cual significa que, a pesar del mínimo exceso de presión de poros a la fecha, a este le tomará un largo tiempo en disiparse por completo.

Por otro lado, se observa el punto F, el cual indica el final de la construcción de la estructura. Antes de este punto, el incremento en el exceso de presión de poros es tan rápido que la pendiente es casi vertical. A partir de este punto en adelante, el exceso de presión de poros se disipa con el paso del tiempo. Esto significa que la carga que, en un inicio, era resistida por las partículas de agua ahora es resistida por la estructura mineral del terreno. Finalmente, a partir de los 400 días, se observa que la pendiente es casi horizontal, lo cual significa que, a pesar del mínimo exceso de presión de poros a la fecha, a este le tomará un largo tiempo en disiparse por completo.

6.2. Comparación de los resultados obtenidos por ambos métodos de diseño en el caso 2: con mechas

6.2.1. Asentamiento del terreno $e=3.50$ m

Tabla 6.5. Resumen del asentamiento obtenido. Fuente: Propia.

	Método empleado	
	Analítico	Elementos finitos
Asentamiento obtenido (cm)	34.6	31.8

En la tabla 6.5, se puede observar que, mediante el método de elementos finitos, se obtiene un asentamiento de 31.8 cm, menor a los 34.6 cm calculado por el método analítico. De igual manera, es similar al asentamiento obtenido por elementos finitos en el caso suelo + terraplén. Este asentamiento (31.8 cm) se produce en 18 días, lo que indica la gran reducción de tiempo en comparación a los 156 días obtenidos en el caso suelo + terraplén.

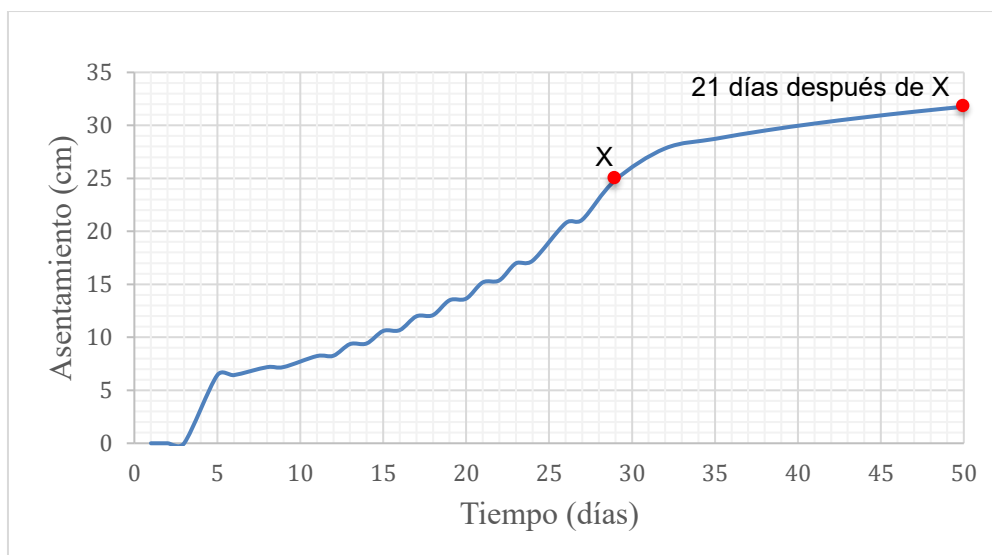


Figura 6.8. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia

En la figura 6.8, se observa el punto X, el cual indica el final de la construcción del terraplén. Como se puede observar, el incremento del asentamiento presenta un comportamiento escalonado hasta antes del punto X debido a la construcción progresiva del terraplén, en la cual se espera entre 1 o 2 días como máximo entre las capas de 0.25 m y 0.5 m de espesor, respectivamente. Después, la pendiente del incremento de asentamiento se reduce debido al nulo incremento de carga hasta alcanzar los 18 días luego del punto X. Esto causa que la pendiente tienda a comportarse de manera horizontal indicando que está cerca del final de la consolidación.

Tabla 6.6. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.

Etapas de construcción	Tiempo (días)	Exceso de presión de poros (kPa)	
		MH1 (Punto B)	ML1 (Punto C)
Terreno en estado natural	1	0	0
Construcción del terraplén	29	81.09	28.73
A los 21 días	50	3.73	0.62

Según la tabla 6.6, el terreno en su estado natural no presenta un exceso de presión de poros (porque no se ha colocado la sobrecarga). Al finalizar la etapa de construcción del terraplén, el exceso de presión de poros incrementa debido a la sobrepresión que ejerce esta precarga sobre el terreno. En el punto B, el exceso de presión de poros alcanza

los 81.09 kPa y, en el punto C, se alcanza los 28.73 kPa. La diferencia entre estos 2 valores radica en la profundidad de cada punto analizado, siendo el punto B el que se encuentra más cercano a la superficie de aplicación de la carga. Finalmente, a los 50 días, los valores de exceso de presión de poros que indican los puntos B y C son 3.73 y 0.62 kPa respectivamente, indicando que el exceso de presión de poros se ha disipado en su mayoría, por lo que el asentamiento que se genera a partir de esta fecha es mínimo.



Figura 6.9. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.



Figura 6.10. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.

En las figuras 6.9 y 6.10, se observa el punto F, el cual indica el final de la construcción del terraplén. Antes de este punto, el incremento en el exceso de presión de poros presenta una pendiente casi vertical cuando se colocan las capas de 0.25 m y 0.5 m de espesor, y una caída luego de 1 o 2 días de espera designado entre colocación de capas, respectivamente. Esta interrupción en la continuidad de la pendiente casi vertical se debe a la presencia de las mechas drenantes, las cuales aprovechan los días de espera para disipar la mayor cantidad de exceso de presión de poros posible. Después del punto F, el agua es drenada rápidamente a través de las mechas drenantes, ya que el recorrido que deben hacer las partículas de agua para ser expulsadas del terreno es mucho menor al recorrido que harían si la consolidación fuera solamente vertical. Finalmente, luego de los 21 días del punto F, el exceso de presión de poros se ha disipado casi en su totalidad, lo que indica que el asentamiento faltante a producirse será mínimo.

6.2.2. Asentamiento del terreno $e=4.50$ m

Tabla 6.7. Resumen del asentamiento obtenido. Fuente: Propia.

	Método empleado	
	Analítico	Elementos finitos
Asentamiento obtenido (cm)	34.6	30.9

En la tabla 6.7, se puede observar que, mediante el método de elementos finitos, se obtiene un asentamiento de 30.9 cm, menor a los 34.6 cm calculado por el método analítico. De igual manera, es similar al asentamiento obtenido por elementos finitos en el caso suelo + terraplén. Este asentamiento (30.9 cm) se produce en 35 días, lo que indica la gran reducción de tiempo en comparación a los 156 días obtenidos en el caso suelo + terraplén.

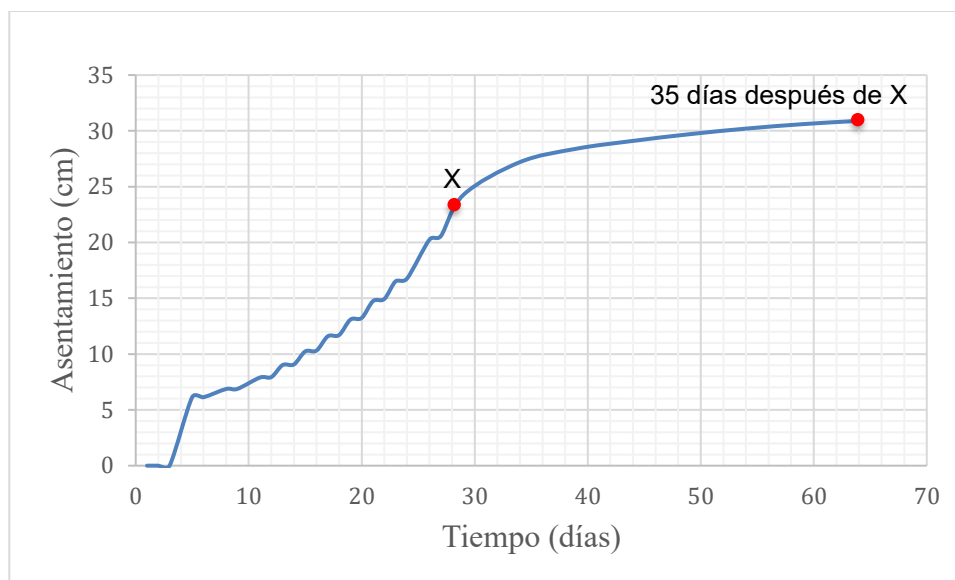


Figura 6.11. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.

En la figura 6.11, se observa el punto X, el cual indica el final de la construcción del terraplén. Como se puede observar, el incremento del asentamiento presenta un comportamiento escalonado hasta antes del punto X debido a la construcción progresiva del terraplén, en la cual se espera entre 1 o 2 días como máximo entre las capas de 0.25 m y 0.5 m de espesor, respectivamente. Después, la pendiente del incremento de asentamiento se reduce debido al nulo incremento de carga hasta alcanzar los 35 días luego del punto X. Esto causa que la pendiente tienda a comportarse de manera horizontal indicando que está cerca del final de la consolidación.

Tabla 6.8. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.

Etapas de construcción	Tiempo (días)	Exceso de presión de poros (kPa)	
		MH1 (Punto B)	ML1 (Punto C)
Terreno en estado natural	1	0	0
Construcción del terraplén	29	86.33	30.14
A los 35 días	64	4.53	0.68

Según la tabla 6.8, el terreno en su estado natural no presenta un exceso de presión de poros (porque no se ha colocado la sobrecarga). Al finalizar la etapa de construcción del terraplén, el exceso de presión de poros incrementa debido a la sobrepresión que ejerce esta precarga sobre el terreno. En el punto B, el exceso de presión de poros alcanza

los 86.33 kPa y, en el punto C, se alcanza los 30.14 kPa. La diferencia entre estos 2 valores radica en la profundidad de cada punto analizado, siendo el punto B el que se encuentra más cercano a la superficie de aplicación de la carga. Finalmente, a los 64 días, los valores de exceso de presión de poros que indican los puntos B y C son 4.53 y 0.68 kPa respectivamente, indicando que el exceso de presión de poros se ha disipado en su mayoría, por lo que el asentamiento que se genera a partir de esta fecha es mínimo.

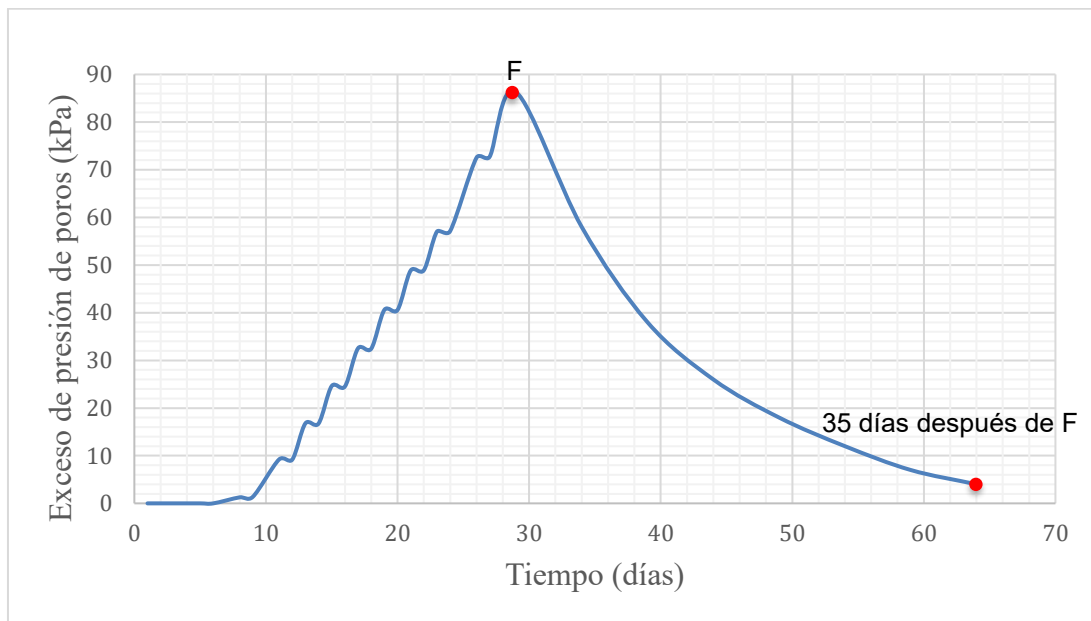


Figura 6.12. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.

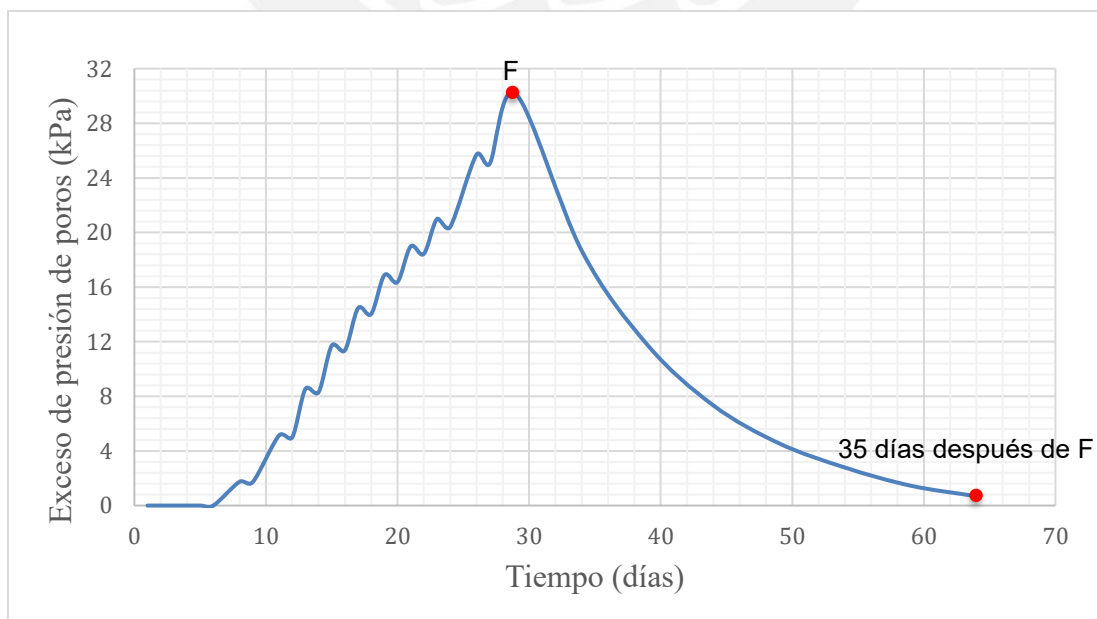


Figura 6.13. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.

En las figuras 6.12 y 6.13, se observa el punto F, el cual indica el final de la construcción del terraplén. Antes de este punto, el incremento en el exceso de presión de poros presenta una pendiente casi vertical cuando se colocan las capas de 0.25 m y 0.5 m de espesor, y una caída luego de 1 o 2 días de espera designado entre colocación de capas, respectivamente. Esta interrupción en la continuidad de la pendiente casi vertical se debe a la presencia de las mechas drenantes, las cuales aprovechan los días de espera para disipar la mayor cantidad de exceso de presión de poros posible. Después del punto F, el agua es drenada rápidamente a través de las mechas drenantes, ya que el recorrido que deben hacer las partículas de agua para ser expulsadas del terreno es mucho menor al recorrido que harían si la consolidación fuera solamente vertical. Finalmente, luego de los 35 días del punto F, el exceso de presión de poros se ha disipado casi en su totalidad, lo que indica que el asentamiento faltante a producirse será mínimo.

6.2.3. Asentamiento del terreno $e=5.50$ m

Tabla 6.9. Resumen del asentamiento obtenido. Fuente: Propia.

	Método empleado	
	Analítico	Elementos finitos
Asentamiento obtenido (cm)	34.6	30.88

En la tabla 6.9, se puede observar que, mediante el método de elementos finitos, se obtiene un asentamiento de 30.88 cm, menor a los 34.6 cm calculado por el método analítico. De igual manera, es similar al asentamiento obtenido por elementos finitos en el caso suelo + terraplén. Este asentamiento (30.88 cm) se produce en 56 días, lo que indica la gran reducción de tiempo en comparación a los 156 días obtenidos en el caso suelo + terraplén.

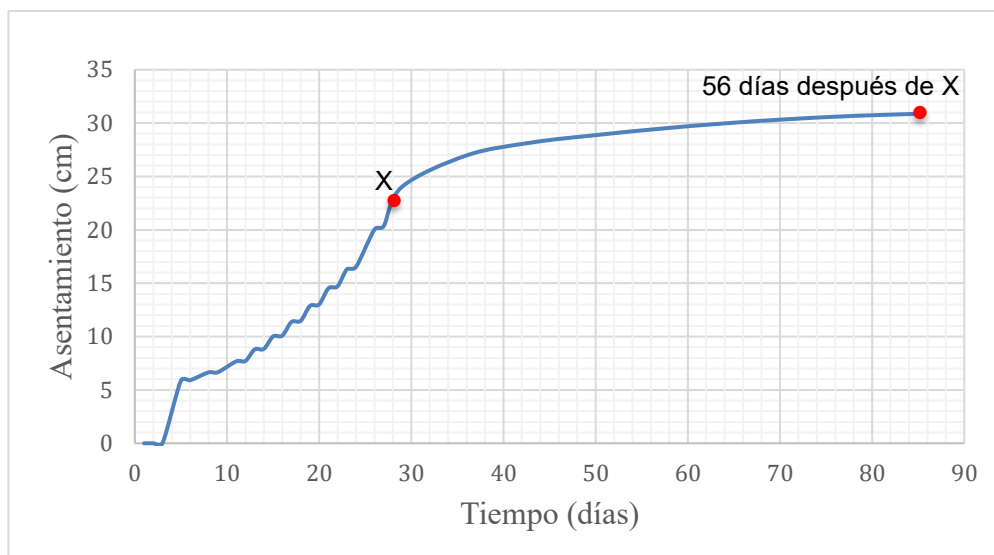


Figura 6.14. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.

En la figura 6.14, se observa el punto X, el cual indica el final de la construcción del terraplén. Como se puede observar, el incremento del asentamiento presenta un comportamiento escalonado hasta antes del punto X debido a la construcción progresiva del terraplén, en la cual se espera entre 1 o 2 días como máximo entre las capas de 0.25 m y 0.5 m de espesor, respectivamente. Después, la pendiente del incremento de asentamiento se reduce debido al nulo incremento de carga hasta alcanzar los 56 días luego del punto X. Esto causa que la pendiente tienda a comportarse de manera horizontal indicando que está cerca del final de la consolidación.

Tabla 6.10. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.

Etapas de construcción	Tiempo (días)	Exceso de presión de poros (kPa)	
		MH1 (Punto B)	ML1 (Punto C)
Terreno en estado natural	1	0	0
Construcción del terraplén	29	93.00	38.96
A los 56 días	85	4.70	0.96

Según la tabla 6.10, el terreno en su estado natural no presenta un exceso de presión de poros (porque no se ha colocado la sobrecarga). Al finalizar la etapa de construcción del terraplén, el exceso de presión de poros incrementa debido a la sobrepresión que ejerce esta precarga sobre el terreno. En el punto B, el exceso de presión de poros alcanza

los 93.00 kPa y, en el punto C, se alcanza los 38.96 kPa. La diferencia entre estos 2 valores radica en la profundidad de cada punto analizado, siendo el punto B el que se encuentra más cercano a la superficie de aplicación de la carga. Finalmente, a los 85 días, los valores de exceso de presión de poros que indican los puntos B y C son 4.70 y 0.96 kPa respectivamente, indicando que el exceso de presión de poros se ha disipado en su mayoría, por lo que el asentamiento que se genera a partir de esta fecha es mínimo.

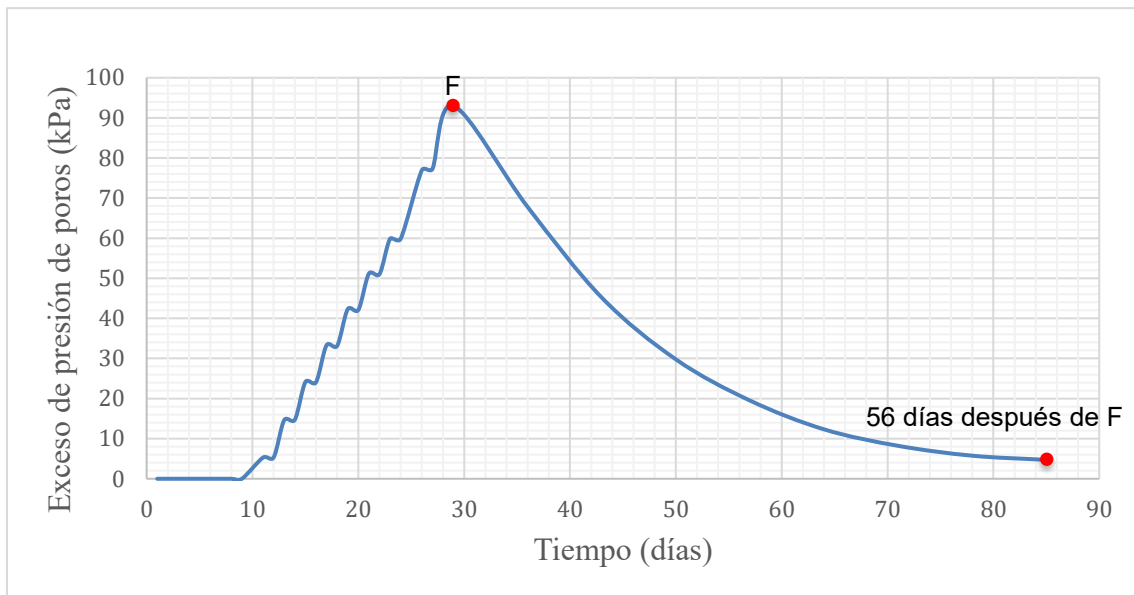


Figura 6.15. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.

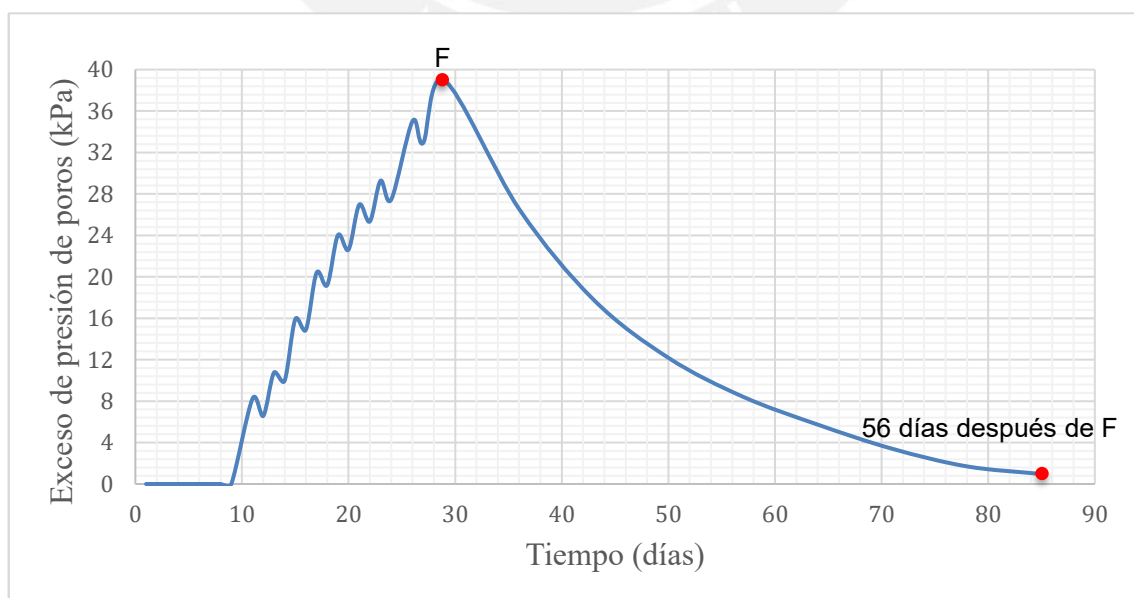


Figura 6.16. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.

En las figuras 6.15 y 6.16, se observa el punto F, el cual indica el final de la construcción del terraplén. Antes de este punto, el incremento en el exceso de presión de poros presenta una pendiente casi vertical cuando se colocan las capas de 0.25 m y 0.5 m de espesor, y una caída luego de 1 o 2 días de espera designado entre colocación de capas, respectivamente. Esta interrupción en la continuidad de la pendiente casi vertical se debe a la presencia de las mechas drenantes, las cuales aprovechan los días de espera para disipar la mayor cantidad de exceso de presión de poros posible. Después del punto F, el agua es drenada rápidamente a través de las mechas drenantes, ya que el recorrido que deben hacer las partículas de agua para ser expulsadas del terreno es mucho menor al recorrido que harían si la consolidación fuera solamente vertical. Finalmente, luego de los 56 días del punto F, el exceso de presión de poros se ha disipado casi en su totalidad, lo que indica que el asentamiento faltante a producirse será mínimo.

6.2.4. Asentamiento del terreno $e=6.50$ m

Tabla 6.11. Resumen del asentamiento obtenido. Fuente: Propia.

	Método empleado	
	Analítico	Elementos finitos
Asentamiento obtenido (cm)	34.6	30.67

En la tabla 6.11, se puede observar que, mediante el método de elementos finitos, se obtiene un asentamiento de 30.67 cm, menor a los 34.6 cm calculado por el método analítico. De igual manera, es similar al asentamiento obtenido por elementos finitos en el caso suelo + terraplén. Este asentamiento (30.67 cm) se produce en 80 días, lo que indica la gran reducción de tiempo en comparación a los 156 días obtenidos en el caso suelo + terraplén.

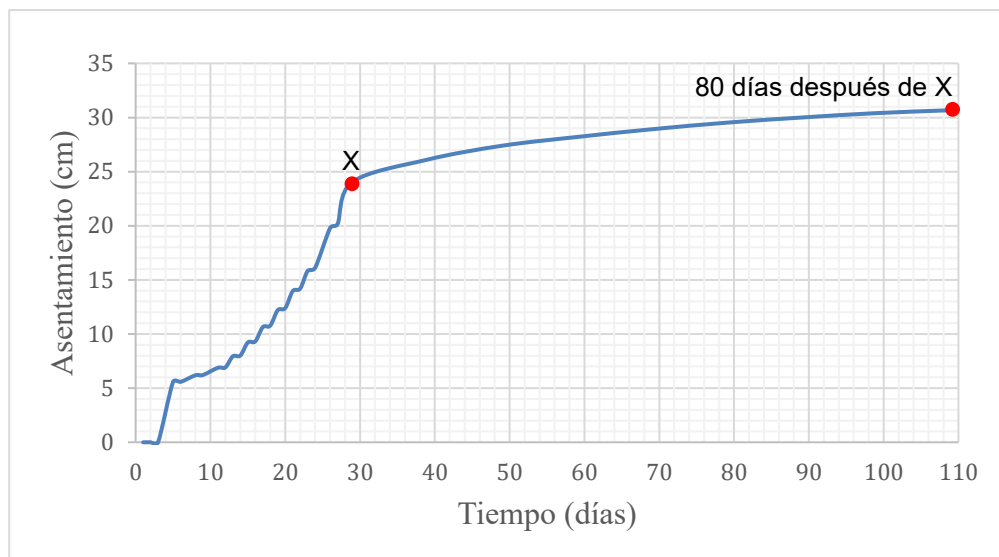


Figura 6.17. Asentamiento vs Tiempo en el punto A. Fuente: Propia.

En la figura 6.17, se observa el punto X, el cual indica el final de la construcción del terraplén. Como se puede observar, el incremento del asentamiento presenta un comportamiento escalonado hasta antes del punto X debido a la construcción progresiva del terraplén, en la cual se espera entre 1 o 2 días como máximo entre las capas de 0.25 m y 0.5 m de espesor, respectivamente. Después, la pendiente del incremento de asentamiento se reduce debido al nulo incremento de carga hasta alcanzar los 79 días luego del punto X. Esto causa que la pendiente tienda a comportarse de manera horizontal indicando que está cerca del final de la consolidación.

Tabla 6.12. Resumen del exceso de presión de poros obtenido en los puntos B y C. Fuente: Propia.

Etapas de construcción	Tiempo (días)	Exceso de presión de poros (kPa)	
		MH1 (Punto B)	ML1 (Punto C)
Terreno en estado natural	1	0	0
Construcción del terraplén	29	96.42	42.36
A los 80 días	109	5.19	1.35

Según la tabla 6.12, el terreno en su estado natural no presenta un exceso de presión de poros (porque no se ha colocado la sobrecarga). Al finalizar la etapa de construcción del terraplén, el exceso de presión de poros incrementa debido a la sobrepresión que ejerce esta precarga sobre el terreno. En el punto B, el exceso de presión de poros alcanza

los 96.42 kPa y, en el punto C, se alcanza los 42.36 kPa. La diferencia entre estos 2 valores radica en la profundidad de cada punto analizado, siendo el punto B el que se encuentra más cercano a la superficie de aplicación de la carga. Finalmente, a los 109 días, los valores de exceso de presión de poros que indican los puntos B y C son 5.19 y 1.35 kPa respectivamente, indicando que el exceso de presión de poros se ha disipado en su mayoría, por lo que el asentamiento que se genera a partir de esta fecha es mínimo.

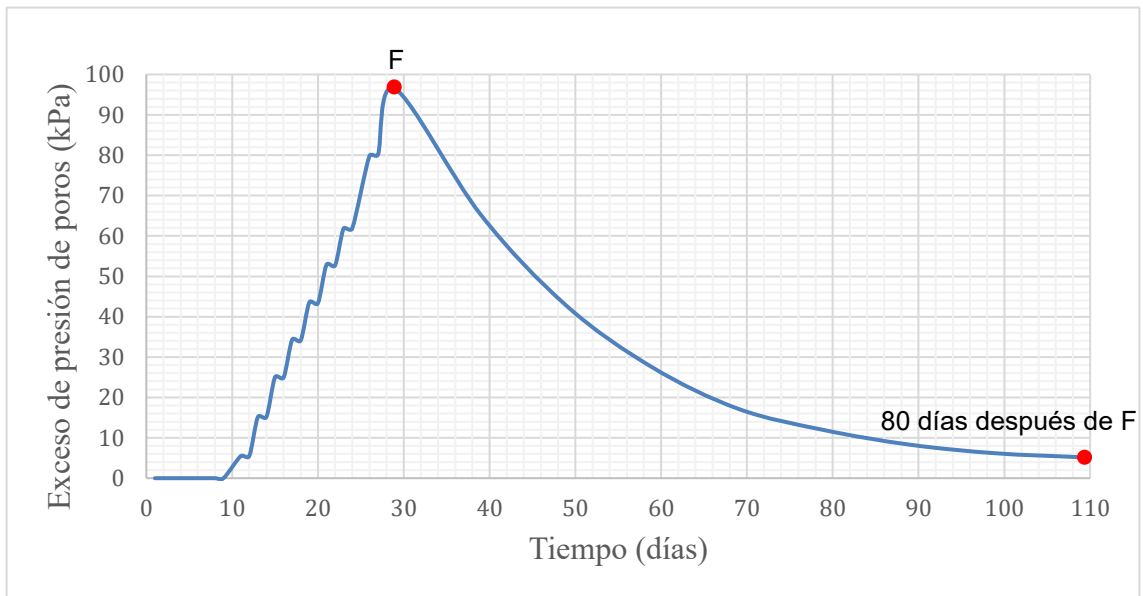


Figura 6.18. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B. Fuente: Propia.

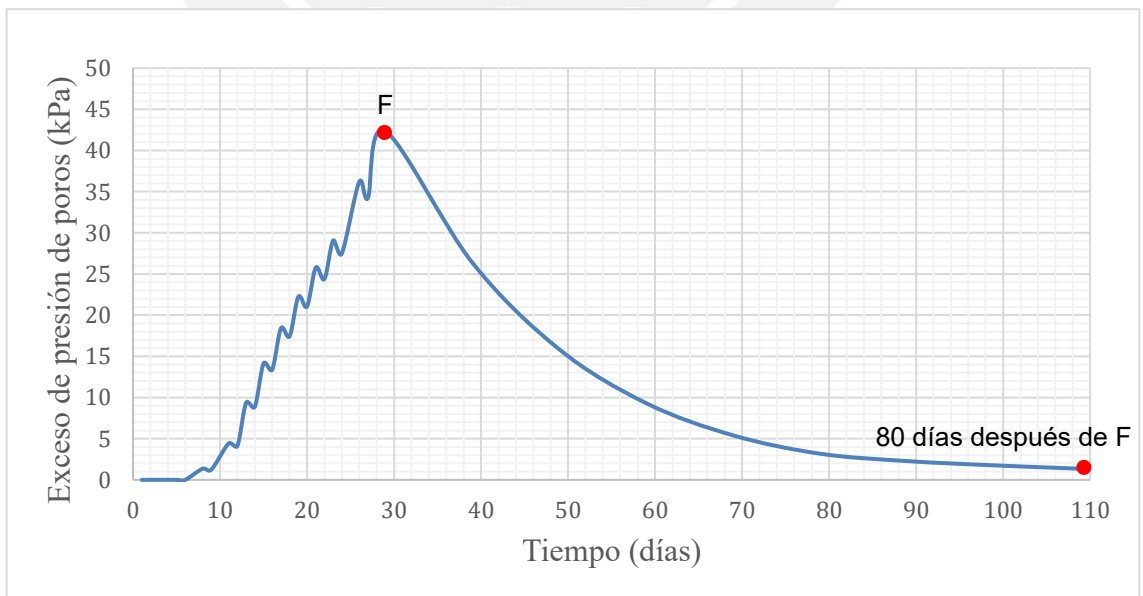
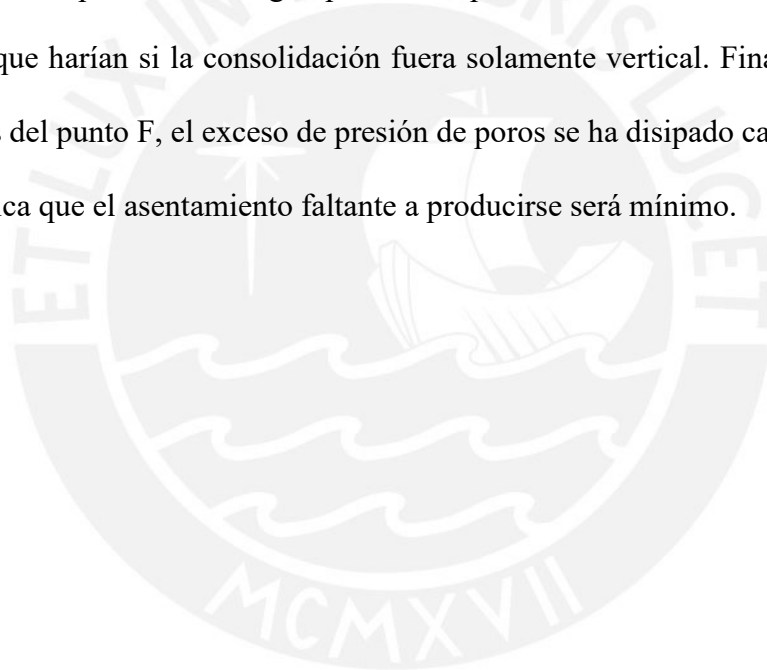


Figura 6.19. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C. Fuente: Propia.

En las figuras 6.18 y 6.19, se observa el punto F, el cual indica el final de la construcción del terraplén. Antes de este punto, el incremento en el exceso de presión de poros presenta una pendiente casi vertical cuando se colocan las capas de 0.25 m y 0.5 m de espesor, y una caída luego de 1 o 2 días de espera designado entre colocación de capas, respectivamente. Esta interrupción en la continuidad de la pendiente casi vertical se debe a la presencia de las mechas drenantes, las cuales aprovechan los días de espera para disipar la mayor cantidad de exceso de presión de poros posible. Después del punto F, el agua es drenada rápidamente a través de las mechas drenantes, ya que el recorrido que deben hacer las partículas de agua para ser expulsadas del terreno es mucho menor al recorrido que harían si la consolidación fuera solamente vertical. Finalmente, luego de los 80 días del punto F, el exceso de presión de poros se ha disipado casi en su totalidad, lo que indica que el asentamiento faltante a producirse será mínimo.



6.3. Comparación de resultados entre los casos analizados por ambos métodos

Sobrecases (2021) indicó que se debe tener en cuenta que el análisis numérico puede proporcionar resultados con un alto nivel de detalle siempre que se disponga de los datos de entrada necesarios, por lo que, es fundamental que el usuario comprenda adecuadamente los principios en los que se basa y los requisitos de entrada de datos para interpretar y conocer las limitaciones que pueden tener estos. Además, el diseñador debe validar el resultado del análisis con referencia a cálculos más simples, experiencia previa comparable y/o datos de campo. A continuación, se presentan los resultados de asentamiento y exceso de presión de poros para los cuatro casos analizados de mechas drenantes:

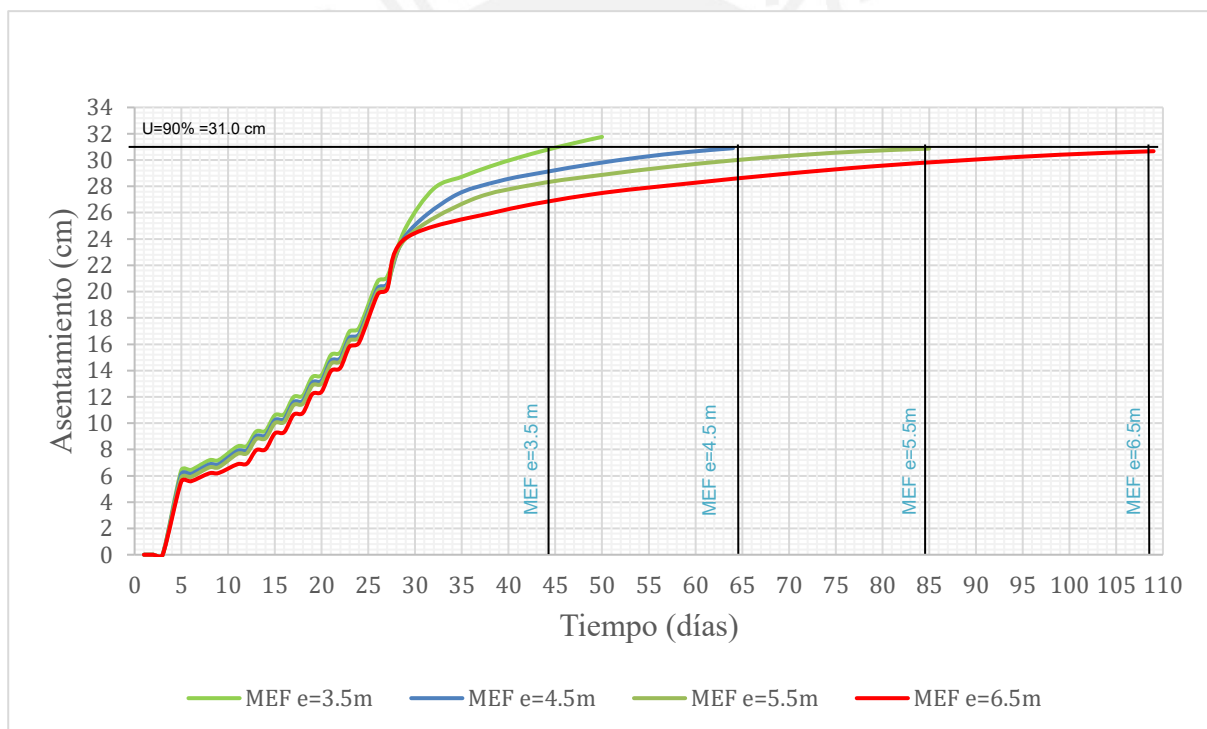


Figura 6.20. Asentamiento vs Tiempo de los 4 casos analizados por el MEF. Fuente: Propia.

En la figura 6.20, se observa el tiempo que tarda cada caso, luego de finalizar la construcción del terraplén, en alcanzar un grado de consolidación (U) igual al 90%. Para el primer caso ($e=3.5$ m), el tiempo de espera es de 16 días; para el segundo caso ($e=4.5$ m), es de 35 días; para el tercer caso ($e=5.5$ m), es de 56 días y para el cuarto caso ($e=6.5$ m), es de 85 días.

80 días. El incremento del tiempo de espera entre cada caso es muy similar, el cual es de aproximadamente 20 días entre cada caso.

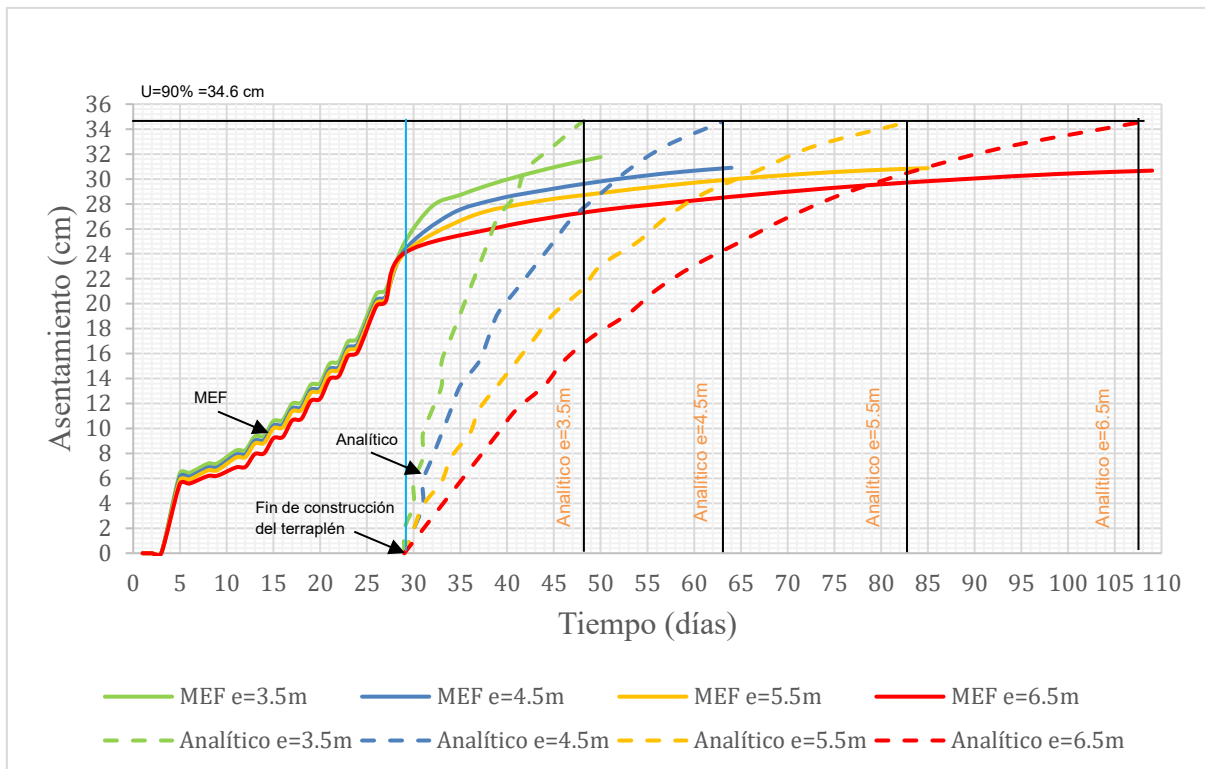


Figura 6.21. Asentamiento vs Tiempo de los 4 casos analizados por ambos métodos. Fuente: Propia.

En la figura 6.21, se observa una comparación entre los resultados obtenidos por ambos métodos, en donde las curvas obtenidas por el método analítico idealizan el proceso de consolidación del terreno, ya que consideran que este comienza una vez todo el terraplén se encuentre construido. Sin embargo, se debe considerar las etapas de construcción del terraplén, ya que el proceso de consolidación del terreno comienza desde que una carga es aplicada sobre este, es decir, desde que se construye la primera capa del terraplén, tal como se muestra en las curvas obtenidas por el método de elementos finitos (MEF). Por lo tanto, se obtiene la cantidad de días que demora cada curva obtenida por el método analítico en alcanzar un asentamiento de 34.6 cm ($U=90\%$ del método analítico) a partir de finalizada la construcción del terraplén. En el primer caso ($e=3.5$ m), se obtiene por el método analítico 19 días; en el segundo caso

($e=4.5$ m), se obtiene 34 días; en el tercer caso ($e=5.5$ m), se obtiene 54 días y, finalmente, en el cuarto caso ($e=6.5$ m), se obtiene 79 días.

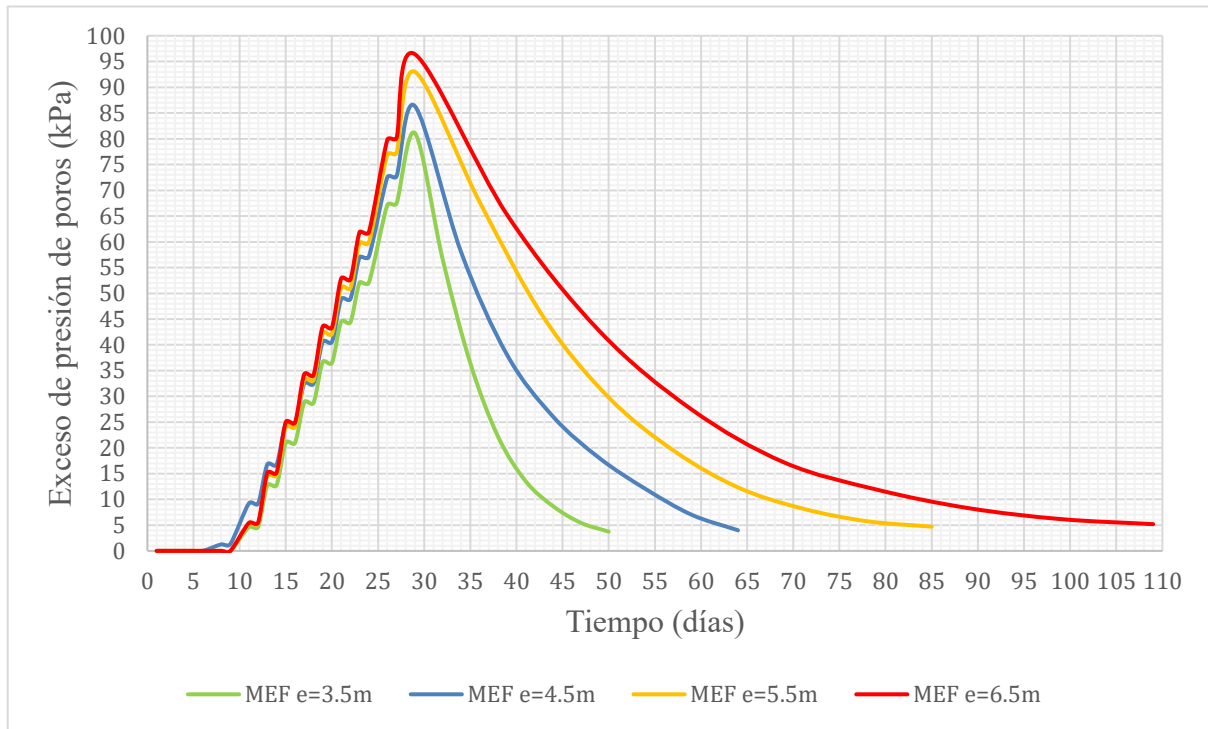


Figura 6.22. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto B de los 4 casos analizados. Fuente: Propia.

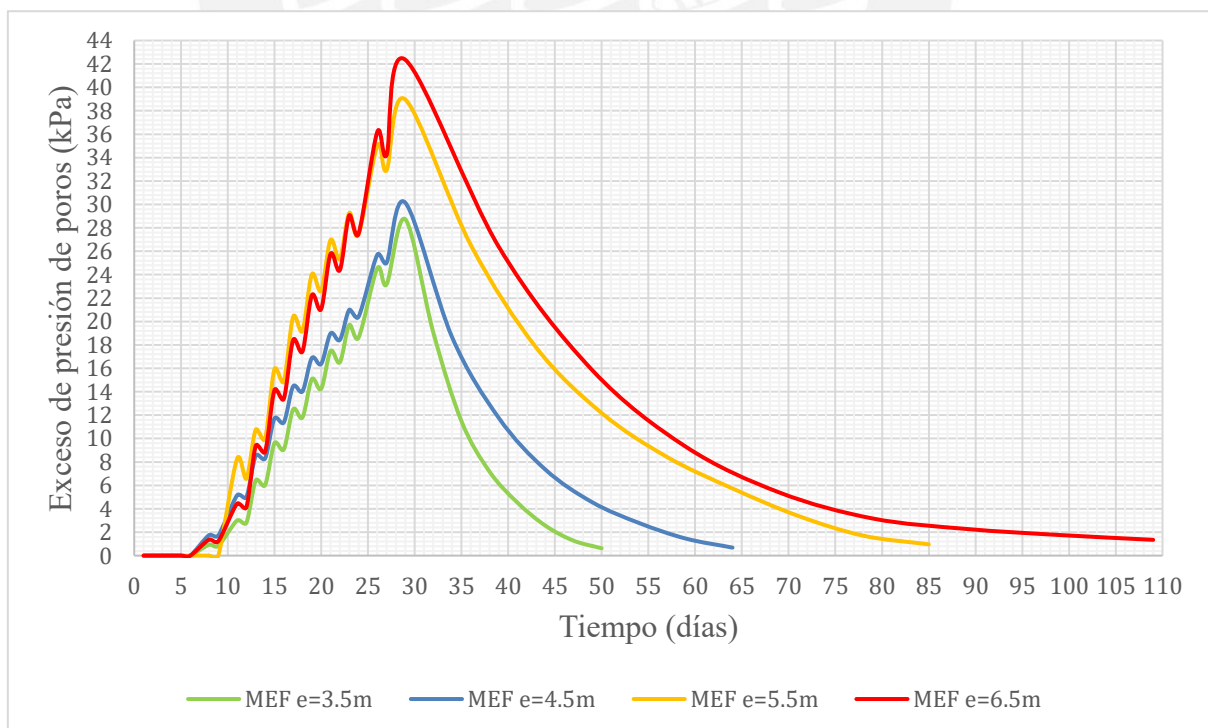


Figura 6.23. Exceso de presión de poros vs Tiempo en el punto C de los 4 casos analizados. Fuente: Propia.

En las figuras 6.22 y 6.23, se puede observar que, a mayor espaciamiento entre mechas drenantes, mayor será el tiempo que le tomará al exceso de presión de poros disiparse por completo. Esto se debe a que, si la distancia entre mechas es menor, las partículas de agua recorrerán una menor distancia para ser expulsadas, considerando exclusivamente un drenaje horizontal.

6.4. Comparación entre ambos métodos de diseño

Se identificaron las siguientes ventajas, inconvenientes y limitaciones entre ambos métodos de diseño, los cuales se presentan en la tabla 6.13.

Tabla 6.13. Comparación entre el método analítico y de elementos finitos. Fuente: Propia.

	VENTAJAS	LIMITACIONES	INCONVENIENTES
MÉTODO ANALÍTICO	-Simplicidad conceptual -Simplicidad computacional -Sustento normativo	-Casos muy sencillos -Uso generalizado	-Resultados conservadores -No toma en cuenta el comportamiento del terreno.
MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	-Alta precisión de resultados -Análisis de geometrías complejas y 3D -Facilidad para obtener la licencia del programa.	-Complejidad variable -Alta sensibilidad en las mechas drenantes -Uso especializado	-Complejidad de uso -Cantidad de parámetros -Exigencia de capacidad para procesos informáticos -Estudios geotécnicos orientados

Capítulo 7. Conclusiones y recomendaciones

7.1. Conclusiones

En base a los resultados obtenidos, se concluye que

- Se ha comprobado que el tratamiento de terreno mediante mechas drenantes reduce los tiempos de consolidación en comparación a un terreno sin tratar con esta tecnología. El tiempo con mechas, según los modelos analizados, se ha reducido hasta en un 80%.
- De acuerdo con los casos estudiados, a mayor distancia entre mechas drenantes, mayores son los tiempos de consolidación. Esto no guarda una relación lineal y se ha observado que el tiempo de consolidación crece con el espaciamiento entre mechas.
- El tiempo que se tarda en lograr un grado de consolidación específico es menor en el método de elementos finitos en comparación al método analítico, para las condiciones analizadas en la presente tesis. Esto se debe a que generalmente las fórmulas que se utilizan en métodos analíticos se obtienen asumiendo simplificaciones de la realidad que conducen en muchas ocasiones a resultados de tiempo y asentamiento más conservadores.
- Con respecto al espaciamiento entre mechas, los modelos realizados indican que, a mayor distancia entre mechas drenantes, mayor es el tiempo que tarda en disiparse el exceso de presión de poros.
- El método analítico considera, de forma conservadora, que el proceso de consolidación inicia una vez el terraplén se encuentre construido. Sin embargo, es importante tener en cuenta el proceso constructivo del terraplén, ya que durante esta etapa se produce el mayor asentamiento del terreno (60% del asentamiento total según el caso analizado).
- El MEF alcanza un grado de consolidación $U=90\%$ en un menor tiempo en comparación con lo obtenido por el método analítico. De la misma manera, el asentamiento generado

por el MEF, para un $U=90\%$, es menor que el obtenido por el método analítico en todos los casos analizados.

- La hipótesis planteada es correcta. El diseño de mechas drenantes por el método de elementos finitos, al ser más preciso y considerar las condiciones menos simplificadas del entorno, evita el sobre dimensionamiento, dando lugar a diseños más óptimos que los obtenidos por el método convencional.

7.2. Recomendaciones

En base a los resultados obtenidos, se recomienda que

- Se realice un modelo axisimétrico para el análisis del caso suelo + terraplén con la finalidad de comparar los resultados obtenidos de asentamiento y tiempo con los brindados por el modelo 3D.
- Se realice un modelo axisimétrico para los casos de análisis con mechas drenantes, teniendo en cuenta que el modelo a realizarse debe simular el comportamiento solo de una mecha y extrapolar sus resultados para analizar el comportamiento del número total de mechas a colocarse en cada caso.
- Se realicen un mayor número de casos de análisis con una menor variación de espaciamiento entre cada caso de mechas para determinar la sensibilidad de la variación de los resultados respecto al tiempo de consolidación.
- Se tenga una capacitación del software de elementos finitos a emplear para conocer bien todas sus funciones, los datos de entrada que se requiere, el tipo de análisis a realizar de acuerdo al comportamiento del suelo y qué resultados te brinda después de correr el modelo, ya que, al tener una alta sensibilidad al ejecutar el análisis del modelo, los datos de entrada deben ser los correctos para evitar errores en los resultados.

BIBLIOGRAFÍA

- Balaam, N., & Poulos, H.G. (1985). The behavior of foundations supported by clay stabilized by stone columns. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 22(4), 199-204. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(85\)93198-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(85)93198-5)
- Carrillo, N. (1942). Simple Two and Three Dimensional Case in the Theory of Consolidation of Soils. *Journal of Mathematics and Physics*, 21(1), 1-5. <https://doi.org/10.1002/sapm19422111>
- Carrillo Molano, R., & Caro Chiquillo, E. (2016). *Diseño y aplicación de un modelo reducido de mechas drenantes modificadas y bandeja de retención de agua adaptada para acelerar la consolidación de suelos blandos* [Tesis de pregrado, Universidad Católica de Colombia]. Repositorio Institucional Universidad Católica de Colombia. <https://repository.ucatolica.edu.co/handle/10983/13937>
- Córdova, E. (9 de octubre de 2015). *Consolidación de suelos* [Diapositiva de Power Point]. Slideshare. <https://es.slideshare.net/ErickCordova08/consolidacion-de-suelos-53719881>
- Duque, G., & Escobar, C. (2002). *Mecánica de los suelos*. Universidad Nacional de Colombia. <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/3375>
- Egea Boscada, F. (2017). *Modelo de Davis y Raymond de consolidación de suelos: Ajuste paramétrico a partir de datos experimentales y obtención de curvas de consolidación mediante simulaciones numéricas* [Trabajo fin de Máster, Universidad Politécnica de Cartagena]. Repositorio Digital de la Universidad Politécnica de Cartagena. <https://repositorio.upct.es/handle/10317/5885>
- Geng, C., Yonghui, C., Jiangwei, S., & Long, C. (2017). Newly developed technique and analysis solution to accelerate consolidation of ultrasoft soil. *Taylor & Francis Group*, 35(2), 292-299. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2015.1126772>

Geosintéticos Ferrero Soto. (s.f.). *Dren Mecha* [Imagen].

<https://www.geosinteticosferrerosoto.es/productos-dren-mecha/>

GICO UPC. (s.f.). *Geotecnia*.

https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/250230/2012/tema_5_consolidacion.pdf

Gutiérrez Alfaro, F. (2018). *Modelado mediante elementos finitos del fenómeno de consolidación con mechas drenantes* [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio Digital de la Universidad Técnica Federico Santa María.

<https://repositorio.usm.cl/handle/11673/43652>

Henríquez, S., Pedrals, A. & Valdés, P. (2013). *Casos de asentamientos inadmisibles en suelos finos* [Trabajo final de diploma inédito]. Universidad de Chile.

Herrera, J. [FICA UNHEVAL]. (28 de noviembre de 2020). *Tecnologías Avanzadas para el mejoramiento de suelos* [Archivo de video]. YouTube.

<https://www.youtube.com/watch?v=DABN2FQo09s>

Keller Cimentaciones. (2018). *Drenes mechas (DVPs)*.

<https://www.keller.com.es/experiencia/tecnicas/drenes-mechas-dvps#:~:text=Los%20drenes%20verticales%20o%20drenes,sol%C3%ADa%20tomar%20d%C3%A9cadas%2C%20ahora%20solo>

Menard. (2018). *Drenes Verticales*. http://menard.com.mx/pdf/Drenes_Verticales.pdf

Menard. (2018). *Menard VacuumTM*. <http://menard.com.mx/menard-vacuum%E2%84%A2>

MIDAS. (11 de octubre de 2020). *Midas GTS NX Manuals and Tutorials*.

<https://globalsupport.midasuser.com/helpdesk/KB/View/32636343-midas-gts-nx-manuals-and-tutorials>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Suelos y Cimentaciones* (Norma Técnica E.050).

<https://drive.google.com/file/d/1XdLUkwUqDXsuIQgSbFsJ-J9BTt4u3Hp5/view>

Petróleos Mexicanos. (1974). *Diseño y control de procedimientos de consolidación acelerada de suelos blandos* [Archivo PDF]. <https://docer.com.ar/doc/s8e1vss>

Pilotes Terratest. (s.f.). *Mechas Drenantes* [Imagen]. http://terratest.com.pe/tec11_mechasdrenantes.html

Sobrecases, S. (2021). *Estudio paramétrico de las subsidencias en el entorno de excavaciones entre pantallas en suelos granulares sin cohesión* [Tesis de Máster]. Universidad Nacional de Educación a Distancia.

Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3rd ed.). John Wiley & Sons, Inc.

Xu, C., & Pan, S. (2020). Finite Element Study on Calculation of Nonlinear Soil Consolidation Using Compression and Recompression Indexes. *Applied Sciences*, 10(14), 4737. <https://doi.org/10.3390/app10144737>

Zegarra, J. (2016). Mecánica de suelos. En J. Zegarra (Comp.), *CIV244: Mecánica de Suelos* (pp. 4-38). Pontificia Universidad Católica del Perú.

Zegarra, J. (2019). *B04 Zegarra - Mecánica de suelos* [Archivo PDF]. <https://docer.com.ar/doc/s085vs>