

Escuela Superior Politécnica del Litoral

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Análisis comparativo de asentamientos por consolidación
en suelos cohesivos blandos mejorados con drenes
verticales

Previo la obtención del Título de:

MAGISTER EN GEOTECNIA

Presentado por:

Kerly Aguilar Merchán

Kelly Bravo Muzzio

Guayaquil - Ecuador

Año: 2024

Dedicatoria

El presente proyecto lo dedico a mi mamá Sara, y a todas las personas que me brindaron su apoyo durante este bello proceso académico.

Kerly Aguilar Merchán

Este proyecto se lo quiero dedicar a mi familia por apoyarme en cada etapa de mi desarrollo profesional y brindarme las herramientas que me permitieron completar este nuevo logro.

Kelly Bravo Muzzio

Agradecimientos

Nuestros más sinceros agradecimientos al Ing. Roberto Luque y a la empresa GeoSísmica por cedernos los datos relevantes de los casos de estudio para la realización de este proyecto.

Al Ing. Davide Besenzon por guiarnos con sus conocimientos para el desarrollo del presente proyecto, mostrando comprensión y empatía sin las que el trabajo no hubiera sido posible.

Declaración Expresa

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Kerly Aguilar Merchán y Kelly Bravo Muzzio damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Autor 1

Autor 2

Evaluadores

Ph.D. Samantha Jiménez

M.Sc. Davide Besenzon Venegas

Profesor de Materia

M.Sc. Davide Besenzon Venegas

Tutor de proyecto

Resumen

La presencia de capas de arcilla normalmente consolidadas constituye un desafío significativo para los ingenieros geotécnicos debido a los altos asentamientos que pueden experimentar las estructuras. Este escenario exige la adopción de estrategias de mejora del suelo para acelerar su consolidación y minimizar los asentamientos, a la vez que se potencian sus propiedades mecánicas, como la resistencia al corte y la capacidad de carga admisible. El objetivo de este estudio es evaluar la precisión de los métodos de elementos finitos y la consolidación no lineal para calcular asentamientos en suelos blandos mejorados con precargas y drenes verticales, analizando dos casos de estudio ubicados en Duran, Ecuador. La metodología implementada abarcó: 1) El análisis de datos provenientes de ensayos in situ y de laboratorio para identificar las propiedades geotécnicas del suelo, 2) La creación de modelos geotécnicos empleando el software de elementos finitos PLAXIS 2D y SETTLE 3D con la teoría de consolidación no lineal, 3) La calibración de los modelos constitutivos a partir de la información obtenida del monitoreo.

Del análisis se determinó que las propiedades más sensibles para la calibración son el OCR, el esfuerzo de preconsolidación, la velocidad de consolidación C_v y permeabilidad. Ambos métodos proporcionan predicciones de asentamientos similares a los registrados obtenidos durante el monitoreo, aunque los resultados obtenidos con Plaxis 2D demostraron ser más precisos.

Palabras Clave: Consolidación, elementos finitos, drenes verticales, modelos constitutivos.

Abstract

Consolidation settlement of normally consolidated clay under static loads can be particularly severe and challenging to predict. Pre-consolidation by preloading is a commonly adopted technique to minimize settlement once the structural loads are applied. Additionally, this method enhances soil mechanical properties, including shear strength and bearing capacity.

The aim of this study is to evaluate the accuracy of finite element methods and nonlinear consolidation in calculating settlements in soft soils improved with preloads and vertical drains, analyzing two case studies located in Duran, Ecuador. The methodology implemented included: 1) Analysis of data from in-situ and laboratory tests to identify the soil's geotechnical properties, 2) Creation of geotechnical models using finite element software PLAXIS 2D and SETTLE 3D with nonlinear consolidation theory, 3) Calibration of constitutive models based on monitoring data.

The analysis determined that the most sensitive properties for calibration are OCR, preconsolidation stress, consolidation rate C_v , and permeability. Both methods provide settlement predictions similar to those recorded during monitoring, although results obtained with Plaxis 2D were shown to be more accurate."

Keywords: Consolidation, finite elements, vertical drains, constitutive models.

Índice general

Capítulo 1. Introducción.....	16
1.1. Antecedentes	16
1.2. Descripción del problema.....	17
1.3. Justificación del problema.....	17
1.4. Objetivos	18
1.4.1 Objetivo general	18
1.4.2 Objetivos específicos	19
Capítulo 2. Estado del arte	19
2.1. Sistema de precarga y drenes verticales.....	19
2.2. Monitoreo de asentamientos y presión de poros	22
2.3. Métodos de predicción de asentamientos y de disipación de presión de poros	26
2.4. Modelos constitutivos	33
Capítulo 3. Metodología	38
3.1. Zona de estudio	38
3.2. Descripción metodológica.....	39
3.3. Descripción de los casos de estudio	40
Capítulo 4. Modelación.....	43
4.1. Investigación geotécnica	43
4.2. Perfiles estratigráficos	44
4.3. Parámetros de los modelos constitutivos del suelo para los casos de estudio.....	49
4.4. Definición de fases constructivas en el modelo numérico.	58
4.5. Calibración de los parámetros de los modelos constitutivos	66
Capítulo 5. Resultados	68
5.1. Resultados y análisis	68

5.1.1. Análisis de resultados de la modelación del proyecto Cubic con los parámetros geotécnicos iniciales y un mejoramiento de suelos con drenes y sobrecarga	68
5.1.2. Análisis de resultados de la modelación del proyecto Cubic con los parámetros geotécnicos calibrados y un mejoramiento de suelos con drenes y sobrecarga	74
5.1.3. Análisis de resultados de la modelación del proyecto Cubic con los parámetros geotécnicos calibrados y un mejoramiento de suelos con sobrecarga.....	82
5.1.4. Análisis de resultados obtenidos de la modelación del proyecto Fertisa con los parámetros geotécnicos iniciales y un mejoramiento de suelos con drenes y sobrecarga	84
5.1.5. Análisis de resultados de la modelación del proyecto Fertisa con los parámetros geotécnicos calibrados y un mejoramiento de suelos con drenes y sobrecarga	88
5.1.6. Análisis de resultados de la modelación del proyecto Fertisa con los parámetros geotécnicos calibrados y un mejoramiento de suelos con sobrecarga.....	91
6.1. Conclusiones	92
6.2. Recomendaciones.....	94

Abreviaturas

CPT Ensayo de penetración de cono

CPTu Ensayo de penetración de cono con medición de presión de poro

SPT Ensayo de penetración estándar

SS Soft Soil

HS Hardening Soil

MCC Modified Cam Clay

OCR Radio de sobreconsolidación

POP Esfuerzo previo a la sobrecarga

CF Contenido de Finos

LL Limite Liquido

IP Índice plástico

LP Limite plástico

Simbología

q_c	Resistencia de cono,
q_t	Resistencia de cono corregida,
R_f	Radio de fricción,
Q_t	Resistencia de cono normalizada
S_p	Asentamientos por consolidación primaria
C_c	Índice de compresión, pendiente en la rama de compresión virgen
C_r	Índice de recompresión, pendiente en la rama de recompresión
e_o	Relación de vacíos inicial
H_o	Espesor de la capa compresible
σ'_{vo}	Esfuerzo efectivo vertical
σ'_p	Esfuerzo efectivo de preconsolidación
$\Delta\sigma$	Incremento de esfuerzo vertical efectivo
t	Tiempo desde el inicio de la consolidación
s	Segundos
m	metros
D	Zona de influencia de un dren
d	Diámetro equivalente de un dren
U_h	Grado de consolidación promedio para flujo radial
C_h	Coefficiente de consolidación horizontal
ε_{v0}	Deformación volumétrica inicial
ε_{v0}^e	Deformación volumétrica inicial elástica
$p^{o'}$	esfuerzo efectivo medio
λ^*	Índice de compresibilidad modificado
κ^*	Índice de hinchamiento

N60	Resistencia del ensayo de penetración estándar normalizado al 60% de la energía potencial del martillo
Ic	Índice de comportamiento
w	Humedad natural
Cv	Velocidad de consolidación
Kh	Permeabilidad horizontal
Kv	Permeabilidad vertical
Kh _p	Permeabilidad horizontal en un modelo planar
Kv _p	Permeabilidad vertical en un modelo planar
ϕ'	Angulo de fricción efectivo
c'	Cohesión efectiva
E_{50}^{ref}	Módulo de elasticidad del suelo para una presión de confinamiento referencial de 50 Kpa
γ	Peso volumétrico del suelo
γ_w	Peso volumétrico del agua
M	Módulo de confinamiento
r _s	Radio en la zona de frotis
r _w	Radio de drenaje
K _s	Permeabilidad en la zona de frotis

Índice de figuras

Figura 1. <i>Detalle de un dren vertical prefabricado. Fuente: Al-Adhadh et al. (2019)</i>	20
Figura 2. <i>Sistema de asentamiento líquido de cuerda vibrante.</i>	22
Figura 3. <i>Sistema de Asentamiento de Tubo Corrugado con Inclínometro de Mordazas Magnéticas</i>	24
Figura 4. <i>El Sistema de Asentamiento Líquido de Precisión Multicanal.</i>	26
Figura 5. <i>Relación de vacíos versus Logaritmo del esfuerzo efectivo, Fuente: Rocscience Inc., 2007</i>	29
Figura 6. <i>Representación gráfica del modelo Soft Soil.</i>	34
Figura 7. <i>Representación gráfica de las dos superficies del modelo</i>	36
Figura 8. <i>Ubicación de los proyectos Cubic y Fertisa.</i>	38
Figura 9. <i>Definición de cargas de proyecto por zonas</i>	41
Figura 10. <i>Ubicación de placas de asentamiento y piezómetros</i>	41
Figura 11. <i>Ubicación placas de asentamiento y piezómetros</i>	43
Figura 12. <i>Ubicación de cortes estratigráficos</i>	46
Figura 13. <i>Perfiles estratigráficos del proyecto Cubic, corte A y B</i>	47
Figura 14. <i>Ubicación de cortes estratigráficos</i>	48
Figura 15. <i>Perfiles estratigráficos del proyecto Fertisa, corte A y B</i>	48
Figura 16. <i>Conversión de una unidad de celda Axialsymetrico al modelo plane strain, (a) Flujo radial Axialsymetrico y (b) plane strain.</i>	53
Figura 17. <i>Propiedades geotécnicas de compresibilidad y resistencia vs cota- Cubic.</i> ...	54
Figura 18. <i>a) Grafica de la velocidad de consolidación en función del OCR, b) estado de esfuerzos en función de la cota.</i>	55
Figura 19. <i>Propiedades geotécnicas de compresibilidad y resistencia vs de la cota- Fertisa</i>	56
Figura 20. <i>a) Grafica de la velocidad de consolidación en función del OCR, b) estado de esfuerzos en función de la cota.</i>	57
Figura 21. <i>Propiedades del proyecto definidas para el modelo geotécnico en PLAXIS 2D.</i>	58
Figura 22. <i>Definición de perfil estratigráfico para el modelo numérico en PLAXIS 2D.</i> 59	

Figura 23. <i>Propiedades del proyecto definidas para el modelo geotécnico en PLAXIS 2D.</i>	62
Figura 24. <i>Definición de perfil estratigráfico para el modelo numérico en PLAXIS 2D.</i>	63
Figura 25. <i>Grafica de esfuerzo vs tiempo para la zona de cámaras y expedición.....</i>	71
Figura 26. <i>Grafica de presión de poros vs tiempo para la zona de cámaras-Piezómetro Pz4</i>	71
Figura 27. <i>Grafica de asentamiento vs tiempo, zona de cámaras, Placas 9, 10, 12, 13, 14.</i>	72
Figura 28. <i>Grafica de presión de poros vs tiempo para la zona de expedición-Piezómetro Pz2.....</i>	72
Figura 29. <i>Grafica de asentamiento vs tiempo, zona de expedición- Placas 5 y 6.</i>	73
Figura 30. <i>Grafica de esfuerzo vs tiempo, zona de maquinarias y edificio administrativo</i>	73
Figura 31. <i>Grafica de presión de poros vs tiempo para la zona de maquinarias y edificio administrativo-Piezómetro Pz3.....</i>	74
Figura 32. <i>Grafica de asentamiento vs tiempo, zona de maquinarias y edificio administrativo- Placa 8.....</i>	74
Figura 33. <i>Grafica de esfuerzo vs tiempo para la zona de cámaras y expedición.....</i>	76
Figura 34. <i>Grafica calibrada de presión de poros vs tiempo para la zona de cámaras-Piezómetro Pz4</i>	77
Figura 35. <i>Grafica calibrado asentamiento vs tiempo, zona de cámaras -Placas 10,13, 14</i>	77
Figura 36. <i>Grafica calibrada de asentamiento vs tiempo, zona de cámaras- Placa 9 y 12</i>	78
Figura 37. <i>Grafica calibrada de presión de poros vs tiempo para la zona de expedición-Piezómetro Pz2</i>	78
Figura 38. <i>Grafica calibrada-asentamiento vs tiempo, zona expedición- Placa 5 y 6.....</i>	79
Figura 39. <i>Grafica de esfuerzo vs tiempo para la zona de maquinarias y edificio administrativo</i>	79
Figura 40. <i>Grafica calibrada de presión de poros vs tiempo para la zona de maquinarias y edificio administrativo-Piezómetro Pz3</i>	80

Figura 41. <i>Grafica calibrada de asentamiento vs tiempo, zona de maquinarias y edificio administrativo- Placa 8</i>	80
Figura 42. <i>Grafica de esfuerzo vs tiempo, zona de cámaras y expedición.</i>	83
Figura 43. <i>Grafica calibrada de asentamiento vs tiempo, zona de cámaras y expedición</i>	83
Figura 44. <i>Asentamientos vs tiempo, zona de cámaras y expedición, mejoramiento de suelo: precarga de 2,3 m</i>	84
Figura 45. <i>Grado de consolidación del suelo vs tiempo, mejoramiento de suelo: precarga de 2,3 m</i>	84
Figura 46. <i>Esfuerzo vs. Tiempo – Zona Fersal</i>	85
Figura 47. <i>Asentamiento vs Tiempo – Zona Fersal</i>	86
Figura 48. <i>Presión de poros vs. Tiempo – Zona Fersal</i>	87
Figura 49. <i>Asentamiento vs. Tiempo - Parámetros iniciales</i>	88
Figura 50. <i>Presión de poros vs. Tiempo - Parámetros iniciales</i>	88
Figura 51. <i>Asentamiento vs. Tiempo - Parámetros calibrados</i>	90
Figura 52. <i>Presión de poros vs. Tiempo - Parámetros calibrados.</i>	90
Figura 53. <i>Asentamiento vs. Tiempo - Parámetros calibrados – Sin drenes verticales</i>	91

Índice de tablas

Tabla 1. <i>Parámetros de entrada modelo Soft Soil</i>	35
Tabla 2. <i>Parámetros de entrada modelo Hardening Soil</i>	37
Tabla 3. <i>Profundidades del nivel freático por cada ensayo</i>	41
Tabla 4. <i>Profundidades de nivel freático por cada sondeo</i>	42
Tabla 5. <i>Índice de comportamiento del suelo.</i>	45
Tabla 6. <i>Propiedades estimadas con ensayos in situ y de laboratorio- Proyecto Cubic</i> ..	55
Tabla 7. <i>Propiedades estimadas con ensayos in situ- Proyecto Fertisa</i>	57
Tabla 8. <i>Etapas de modelación numérica del proyecto Cubic.</i>	60
Tabla 9. <i>Etapas de modelación numérica del proyecto Fertisa</i>	64
Tabla 10. <i>Propiedades geotécnicas calibradas con data de las placas 10, 13, 14, 5, 6 y 8</i>	75
Tabla 11. <i>Propiedades geotécnicas calibradas con data de las placas 9 y 12</i>	75
Tabla 12. <i>Propiedades geotécnicas calibradas – Proyecto Fertisa</i>	89

Capítulo 1. Introducción

1.1. Antecedentes

La presencia de capas de arcilla normalmente consolidadas representa un problema al evaluar los estados límites de servicio de las estructuras. La alta compresibilidad y la baja resistencia del suelo produce asentamientos considerables cuando se lo somete a las cargas de proyecto. Por tal motivo, es necesario aplicar métodos de mejoramiento de suelos que permitan alcanzar los parámetros geotécnicos requeridos para asegurar la viabilidad del proyecto (Nicholson, 2014)

La aplicación de precargas es probablemente el método más antiguo y común para mejorar suelos, especialmente en el caso de arcillas blandas. Sin embargo, los tiempos de consolidación pueden ser prolongados; por esta razón, las precargas se combinan frecuentemente con drenes verticales para reducir significativamente el tiempo de consolidación del suelo, facilitando así el inicio de los procesos constructivos. Este proyecto tiene como objetivo realizar un análisis comparativo de las metodologías para calcular asentamientos en suelos blandos donde se aplicó el método de precarga con drenes verticales prefabricados para disminuir el tiempo de consolidación, Además, se evaluarán las diferencias en los resultados obtenidos al aplicar la precarga con y sin drenes verticales. Para lograrlo, se empleó el método de elementos finitos utilizando el software PLAXIS 2D, así como al software SETTLE 3D, que permite realizar análisis tridimensionales de asentamientos.

Estos modelos se calibran mediante un análisis retrospectivo a partir de la lectura de placas de asentamientos y piezómetros en los sitios de estudio. Con lo que, se evalúa la

sensibilidad del cálculo de asentamiento vs tiempo, a la utilización de drenes verticales y sobrecargas.

1.2. Descripción del problema

Los estratos de arcilla blanda situados en los primeros metros de profundidad, que se encuentran en un estado normalmente consolidado, presentan un desafío al evaluar los estados límites de servicio de las infraestructuras. La alta compresibilidad de estos suelos y su lenta tasa de consolidación resulta en significativos asentamientos por consolidación primaria cuando se aplican las cargas externas de las estructuras. Además, tanto las edificaciones como los proyectos industriales constantemente están cimentados a una cota de proyecto superior a las cotas del terreno natural, ya sea por condiciones hidráulicas, para facilitar el drenaje de aguas lluvias o por andén de cargas. Debido a esto las cargas de proyecto son considerables, lo cual provoca asentamientos no permisibles de acuerdo con la normativa ecuatoriana (NEC-SE-GC, 2015).

1.3. Justificación del problema

Con el objetivo de obtener asentamientos permisibles de acuerdo con la normativa al colocar las cargas de proyecto, se requiere la implementación de medidas de mejoramiento del suelo, que ayude a su consolidación, en un tiempo corto, y permita reducir los asentamientos del proyecto, mejorando las propiedades mecánicas, de resistencia al corte y la capacidad admisible del suelo.

El mejoramiento del suelo que se analizará en este proyecto es la implementación de drenes verticales y sobrecarga. Este tipo de solución permite reducir la distancia del drenaje del agua, lo cual incrementa la velocidad de consolidación y reduce el tiempo de espera de

la sobrecarga, para generar asentamientos con magnitudes despreciables, dependiendo de: (1) altura de sobrecarga, (2) espaciamiento de drenes, (3) Longitud de drenes y (4) tiempo de espera de la sobrecarga.

La estimación de las propiedades geotécnicas para calcular los asentamientos, generalmente se asignan a partir de los ensayos del suelo (sondeos, ensayo CPT) y de laboratorio realizados en la etapa de investigación geotécnica, a partir de las cuales se puede predecir inicialmente los asentamientos por consolidación primaria mediante los métodos de elementos finitos y el análisis no lineal que aplica la teoría convencional.

Para evaluar cuál de los dos métodos presenta resultados más precisos en comparación con los obtenidos de las mediciones in situ a través de las placas de asentamiento y piezómetros es necesario realizar una calibración de las propiedades geotécnicas de los modelos constitutivos, con las que se obtuvo la predicción de asentamientos iniciales. Obtener una adecuada calibración de las propiedades geotécnicas es el objetivo principal para obtener una correcta predicción de los asentamientos del sitio.

1.4. Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Evaluar la precisión de los métodos de elementos finitos (FEM) y del análisis no lineal, para el cálculo de asentamientos por consolidación primaria en suelos cohesivos blandos mejorados con drenes verticales, mediante la aplicación de los softwares PLAXIS 2D y SETTLE 3D.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Determinar las propiedades del suelo aplicados en cada modelo, mediante el análisis de los ensayos in situ, de laboratorio y de sus correlaciones.
2. Estimar los asentamientos del suelo, por el método de elementos finitos (FEM) y por análisis no lineal, para comparar los resultados obtenidos con los medidos por las placas de monitoreo y piezómetros.
3. Evaluar las implicaciones en el cálculo del asentamiento vs tiempo, por la utilización de drenes verticales y sobrecargas y solo sobrecargas, mediante un análisis de sensibilidad.

Capítulo 2. Estado del arte

2.1. Sistema de precarga y drenes verticales

Los métodos de mejoramiento de suelos pueden ser categorizados, dependiendo del mecanismo que se emplea: (i) modificación mecánica, (ii) modificación hidráulica, (iii) modificación fisicoquímica y (iv) modificación por inclusión, confinamiento y reforzamiento (Chu et al., 2014). Sin embargo, en ocasiones, un método de mejoramiento de suelo puede presentar técnicas y aplicaciones de varias categorías.

Por ejemplo, el método de sobrecarga consiste en la colocación de una carga de material de relleno suelto superior a la carga proyectada para la estructura a construirse, lo que promueve la consolidación del suelo, reduce los asentamientos secundarios post-construcción y aumenta la resistencia al corte (Cascone & Biondi, 2013).

Sin embargo, el uso solo de la precarga para lograr los asentamientos esperados puede requerir mucho tiempo. Para acelerar este proceso, se aplican drenes verticales, que pueden ser de arena, de grava o prefabricados (Hansbo, 1997). Estos últimos, son elementos

laminados que constan de un núcleo de polipropileno y una tela de geotextil como se muestra en la Figura 1. El núcleo de polipropileno desempeña el papel de un canal drenante mientras que el geotextil actúa como filtro (L. Li & Yang, 2015)

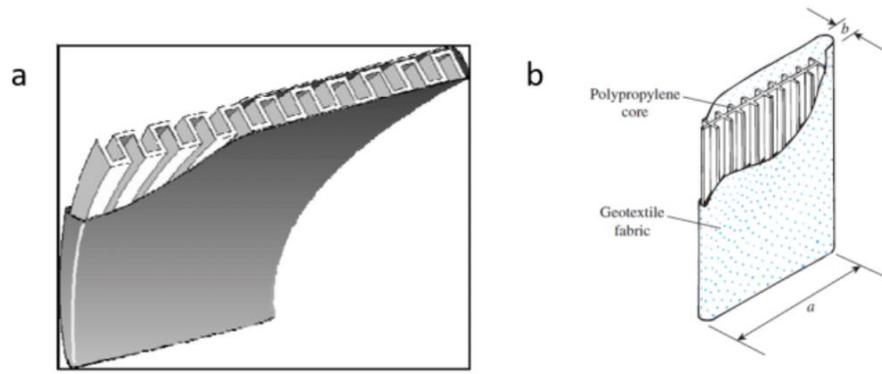


Figura 1. *Detalle de un dren vertical prefabricado. Fuente: Al-Adhadh et al. (2019)*

El exceso de presión de poros generado por la sobrecarga induce un flujo horizontal hacia los drenes, facilitando así el desplazamiento vertical del agua hacia las capas permeables superiores o inferiores (J. Wang et al., 2018). Por lo tanto, los drenes verticales reducen la longitud del camino de drenaje a la mitad de la distancia entre ellos, y debido a la anisotropía inherente en la permeabilidad del suelo, el rápido drenaje radial de los drenes acelera el proceso de consolidación. (Beyene et al., 2023a; Cascone & Biondi, 2013; Hansbo et al., 1981; Nayak et al., 2019). Algunos autores han realizado análisis comparativos con el fin de evaluar la efectividad de distintos tipos de drenes verticales. Por ejemplo, Beyene et al., (2023) describe las propiedades de los materiales más adecuados para conformar dos tipos de drenes: 1. Drenes de grava de escoria y 2. Drenes de agregado de basalto triturado; y realiza una comparación detallada de la efectividad de ambos para acelerar el proceso de consolidación en suelos arcillosos. Al igual que este autor, Zukri & Nazir, (2018) y (C. Li et al., (2023), mencionan que los drenajes verticales

granulares desempeñan una doble función como material drenante y como material estabilizador al funcionar como columnas de grava, mejorando la capacidad de carga, la permeabilidad y características de deformación de la arcilla blanda.

Otro estudio que evalúa el desempeño de dos tipos de drenes verticales: 1. Drenes de columna de grava y 2. Drenes verticales prefabricados, es llevado a cabo por Bouassida et al., (2008). Este análisis concluye que el uso de drenes verticales prefabricados combinados con precargas, constituye una estrategia efectiva para lograr un alto nivel de consolidación primaria en un tiempo reducido, siendo el espaciamiento entre los drenes un factor determinante. Además, a partir de un análisis multicriterio de ambos métodos, se resalta que el drenaje con columnas de grava suele ser la técnica menos usada por lo que se tiene poca experiencia en su proceso de instalación. Por otro lado, los drenes prefabricados son ampliamente utilizados gracias a su simplicidad y bajo costo. Sin embargo, una ventaja de las columnas de grava frente a los drenes prefabricados es que estas pueden ser usadas para mejorar la tasa de consolidación y para aumentar la resistencia de los depósitos de suelo saturado. Esto mejora de manera significativa la capacidad de carga del suelo, ya que, a diferencia de los drenes prefabricados, las columnas de grava ofrecen un sistema de drenaje con un módulo de compresión considerablemente alto (Chuanxun Lu, et al., 2023); Xiangzong Li, et al., 2023). Beyene et al. (2023), describen el proceso del drenaje vertical, indicando que, una vez instalados los drenes verticales, se debe colocar un manto de arena gruesa o material granular encima de la capa de arcilla. Este manto permite la disipación de agua en dirección lateral. Con el aumento gradual de la carga del terraplén, el exceso de presión de poros se alivia a través de los drenes verticales, que conducen el agua hasta el manto de arena superficial. De tal manera, el agua

puede fluir hacia una zanja conformada al lado del terraplén, sin que se altere el contenido de humedad del material de relleno.

2.2. Monitoreo de asentamientos y presión de poros

El Sistema de asentamiento líquido de cuerda vibrante monitorea los asentamientos en suelos y diferentes tipos de estructuras artificiales, como terraplenes y presas de tierra y roca. El sistema consta de una cámara de fluido, un depósito, un tubo flexible, un sensor y una unidad de lectura. Un sensor de presión de cuerda vibrante se monta en una placa de asentamiento ubicada en el punto específico de monitoreo y se conecta a un depósito situado en un área de suelo estable a través de dos tubos laterales llenos de líquido. El sensor mide la altura hidráulica del líquido entre el sensor y el depósito. Además, es posible realizar el lavado de los tubos llenos de líquido para su mantenimiento. (Simmonds, 2013).

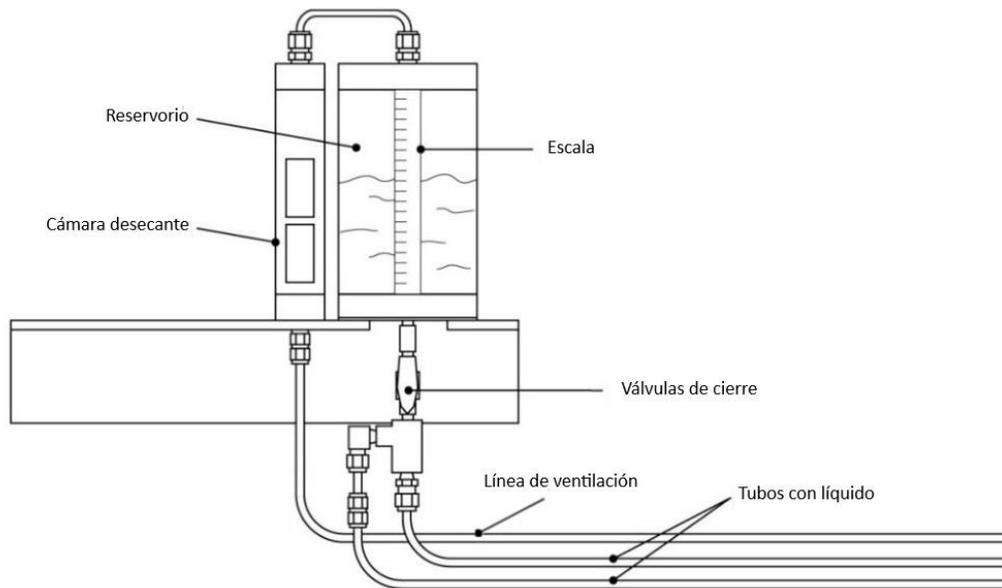


Figura 2. Sistema de asentamiento líquido de cuerda vibrante.

El Sistema de Asentamiento de Tubo Corrugado con Inclímetro de Mordazas Magnéticas es un sistema sencillo y fiable diseñado para controlar el asentamiento en roca, suelo y diferentes tipos de estructuras artificiales. El sistema consiste en un tubo corrugado

de una sola pieza, una pesa en el extremo del tubo corrugado, una carcasa inclinométrica, un objetivo magnético, una sonda y una unidad de lectura.

El tubo corrugado se instala alrededor del exterior de la carcasa del inclinómetro. Los objetivos magnéticos se colocan alrededor del tubo corrugado. El espacio anular entre la pared de la perforación y el tubo corrugado se rellena con lechada blanda, acoplado el tubo al terreno circundante, de modo que el tubo corrugado y los anillos se mueven con el asentamiento o el oleaje.

La sonda es un simple interruptor de láminas normalmente abierto que se cierra al entrar en el campo magnético del anclaje objetivo. El funcionamiento es análogo al de un medidor de nivel de agua en el sentido de que cuando el interruptor se cierra se completa el circuito eléctrico, lo que provoca el funcionamiento de un zumbador/luz en la lectura. Una cinta de dos conductores sirve tanto para bajar la sonda como para conectarla a la placa de circuito. La sonda incorpora dos interruptores reed para evitar la dificultad de fabricar un imán anular con polaridad uniforme, impedir el cierre en falso al atravesar los tres campos magnéticos del imán y anular los efectos finales en el campo magnético cuando se emplean imanes araña de acero para muelles. (Cox et al., 2016).

Los imanes están dispuestos dentro del blanco para producir un campo magnético axial uniforme con una zona nula bien definida. Se utilizan imanes cerámicos, en lugar de imanes ferrosos, debido a sus propiedades magnéticas consistentes:

La intensidad de campo no varía significativamente con el tiempo.

- Los imanes no se ven afectados por la mayoría de los regímenes de aguas subterráneas.

- No hay diferencias apreciables en la intensidad de campo con la temperatura.

- La intensidad de campo no se ve afectada por los impactos.

Al igual que una instalación inclinométrica, este sistema utiliza el fondo de la perforación como punto de referencia. Normalmente, la perforación se realiza en un terreno estable y se instala un imán de referencia. Si las condiciones del lugar impiden el uso del fondo de la perforación como punto de referencia, deben utilizarse métodos de medición óptica en el cuello de la perforación. El asentamiento se determina comparando las lecturas posteriores con las lecturas iniciales del punto de referencia. (Xu et al., 2024).



Figura 3. *Sistema de Asentamiento de Tubo Corrugado con Inclinómetro de Mordazas Magnéticas*

El Sistema de Asentamiento Líquido de Precisión Multicanal proporciona una monitorización fiable y en tiempo real de los asentamientos y levantamientos relativos que pueden producirse en excavaciones, proyectos de construcción de túneles, aperturas subterráneas y aplicaciones relacionadas. Es ideal para monitorizar estructuras cerca de

rellenos, precargas, terraplenes y lechadas. También puede utilizarse para medir la deflexión vertical de techos en estructuras subterráneas.

El sistema consta de un sensor conectado a tubos de compensación de presión de líquido y aire y un cable eléctrico. Se pueden solicitar tres rangos de medición de asentamientos (0,6, 1,8 y 3 m), que se eligen en función de las condiciones del emplazamiento y de los asentamientos previstos por el ingeniero de la obra.

El asentamiento se mide comparando los cambios de presión del líquido entre el sensor de la zona de interés y el sensor de referencia. Todos los datos medidos se reciben digitalmente y pueden compensarse con la temperatura. Este tipo de sistema consiste en una serie de sensores de asentamiento instalados en diferentes lugares de medición que están conectados hidráulicamente a un sensor de referencia y a un depósito. Todos los datos de asentamiento se obtienen restando los valores de este sensor de referencia de los datos recogidos por los sensores de asentamiento. (Z. Chen et al., 2011).

El sistema registra los datos en mm H₂O. Para garantizar la precisión de las lecturas de asentamiento, se utiliza una red de tubos de aire para igualar la presión del aire en la ubicación de cada sensor. Dado que la temperatura afecta a la densidad del líquido, los cambios en la temperatura ambiente pueden influir en las lecturas del asentamiento. Para minimizar el efecto de los cambios de temperatura, esta se mide en cada ubicación del sensor junto con la presión, para luego compensar estos cambios.

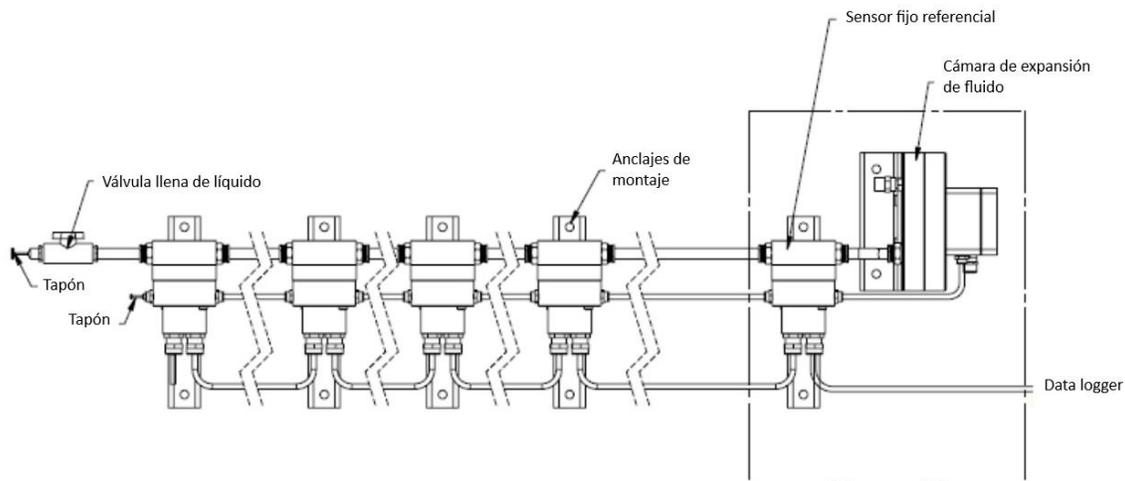


Figura 4. *El Sistema de Asentamiento Líquido de Precisión Multicanal.*

La instrumentación por piezómetros se conforma por un data logger y un número limitado de piezómetros. El data logger es el punto de control en el que se realizan las lecturas de los piezómetros bajo un software que permite extraer los datos de temperatura (C°) y frecuencia (Hz) que los sensores toman. Esta data en bruto pasa por un proceso de calibración en función de factores propuestos por el fabricante. Estos factores convierten la data de frecuencia a valores de presión de poros.

2.3. Métodos de predicción de asentamientos y de disipación de presión de poros

Para predecir con mejor precisión el proceso de consolidación en suelos blandos tratados con drenes verticales, se han desarrollado varios modelos matemáticos (Shen & Hu, 2023). Desde que Barron (1948) presentó el primer enfoque para analizar la consolidación radial en presencia de drenes verticales, se han realizado numerosos estudios que han ido mejorando la teoría de consolidación. Por ejemplo, Hansbo et al. (1981) desarrollaron una solución analítica para estimar la consolidación con drenaje vertical, considerando los efectos de remoldeo del dren durante la instalación y la capacidad de descarga del drenaje. El término “remoldeo” generalmente se refiere a la perturbación que ocurre en el suelo durante la

instalación de un dren, ya que al momento de instalarlo se produce una reducción significativa de la permeabilidad en la zona circundante al dren (Hawlder et al., 2002)

De acuerdo con Deng et al., (2013) existe una solución analítica considerando la variación en la capacidad de descarga en función de la profundidad o el tiempo. Extrayendo como conclusión que la capacidad de descarga varía linealmente con la profundidad y disminuye exponencialmente con el tiempo.

Sin embargo, todos los casos anteriores son modelos que se basan en la instalación de una carga instantánea, lo que rara vez ocurre en la práctica, ya que la colocación de la sobrecarga es variable en el tiempo. Se puede tener el caso de aplicación en múltiples pasos o cargas cíclicas. En este sentido Jian, (2004) propone una solución analítica considerando los efectos del drenaje radial y vertical para predecir el comportamiento del exceso de presión de poros y el grado de consolidación del compresible sometido a una situación de carga escalonada o en rampa. Sin embargo, ningún modelo de los citados anteriormente consideró el comportamiento reológico de los suelos blandos, en los últimos años se han realizado algunos estudios considerando las propiedades reológicas del suelo para estimar la consolidación unidimensional, pero se han realizado pocos modelos estimando las propiedades reológicas del suelo para estimar la consolidación cuando se incorporan drenes verticales (Shen & Hu, 2023). Entre los pocos estudios desarrollados considerando las propiedades reológicas del suelo cuando se analiza el proceso de consolidación con drenes están los desarrollados por Liu et al., (1998) que emplea el modelo de Merchant para determinar la consolidación con drenes verticales, R. Wang & Xie, (2001) que analiza el proceso de consolidación bajo condiciones de frontera semipermeables y Chen et al., (2021) que muestra una solución analítica incorporando un modelo de derivación fraccionaria.

El comportamiento de un suelo blando mejorado con drenes verticales y con una sobrecarga colocada progresivamente también puede ser modelado mediante softwares que apliquen la teoría de la consolidación como por ejemplo Settle 3D, o el análisis de elementos finitos como Plaxis 2D y 3D.

Los asentamientos por consolidación avanzan gradualmente a partir de la disipación de presión de poros y el aumento del esfuerzo efectivo final.

En Settle 3D la predicción de asentamientos para la consolidación unidimensional se calcula como la suma de las deformaciones de cada capa del suelo, y el cálculo de la deformación de cada capa depende del tipo de comportamiento del material. Settle 3d posibilita el uso de cuatro modelos de comportamiento del material: 1. Material lineal, 2. Material no lineal, 3. Modelo de Janbu, 4. Koppejan. (Rocscience Inc., 2007)

El modelo lineal asume un comportamiento lineal elástico del material, por lo tanto, la deformación de cada capa de suelo puede determinarse por la ecuación 2.1, Donde m_v es la compresibilidad unidimensional.

$$\Delta \varepsilon = m_v * \Delta \sigma' \quad (2.1)$$

En el modelo no lineal, el módulo de compresibilidad no es constante, sino que es una función del historial de esfuerzos del suelo. Tal como se muestra en la Figura 5, donde $P_c = \sigma'_p$ es el esfuerzo de preconsolidación, y representa el máximo esfuerzo al que ha sido el suelo, si el esfuerzo efectivo al que se somete al suelo es menor a P_c , se dice que está en estado sobreconsolidado, en este caso la relación entre la relación de vacíos y el logaritmo del estrés efectivo está dada por el índice de recompresión C_r . En el caso que el esfuerzo sea mayor a P_c el suelo está en estado normalmente consolidado y la deformación esta dictada por el índice de compresibilidad C_c .

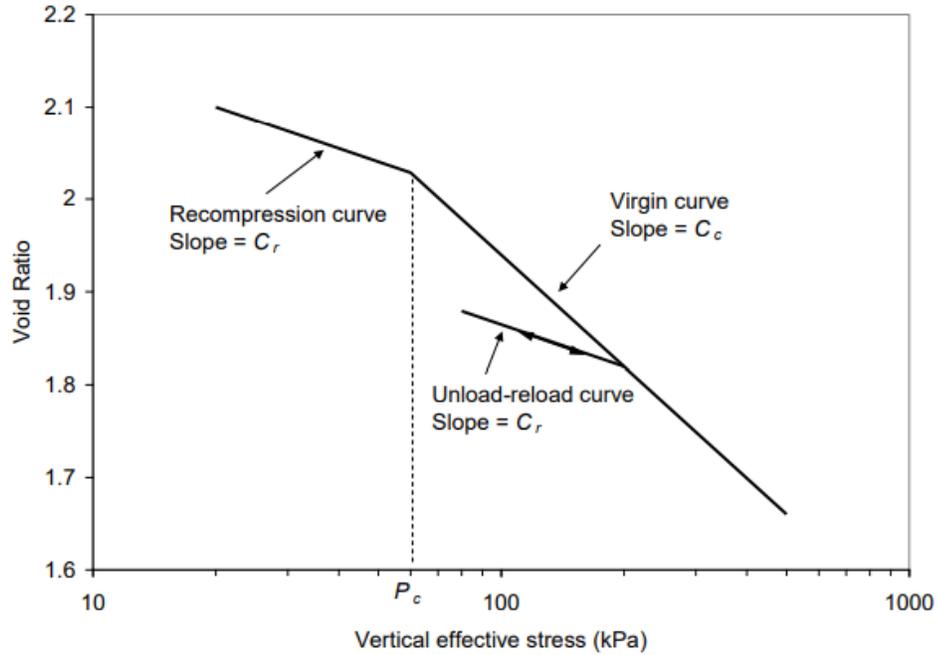


Figura 5. Relación de vacíos versus Logaritmo del esfuerzo efectivo, Fuente: Rocscience Inc., 2007

Asumiendo condiciones del suelo no drenadas, se puede ser calcular el asentamiento por consolidación primaria del estrato de suelo cuando está en estado sobreconsolidado a partir de la ecuación 2.2. y en estado normalmente consolidado por la ecuación 2.3.

$$Sp = \Delta\varepsilon * Ho = \frac{Cr}{1+eo} Ho * \log\left(\frac{\sigma'vo + \Delta\sigma}{\sigma'vo}\right), \text{ para } \sigma'vo + \Delta\sigma < \sigma'p \quad (2.2)$$

$$Sp = \frac{Cr}{1+eo} Ho * \log\left(\frac{\sigma'p}{\sigma'vo}\right) + \frac{Cc}{1+eo} Ho * \log\left(\frac{\sigma'vo + \Delta\sigma}{\sigma'p}\right), \text{ para } \sigma'vo < \sigma'p \text{ y } \sigma'vo + \Delta\sigma > \sigma'p \quad (2.3)$$

Donde Sp es el asentamiento por consolidación primaria, Cc y Cr son los índices de compresión y recompresion respectivamente, eo es relación de vacíos inicial, Ho es el espesor de la capa compresible, $\sigma'vo$ es el esfuerzo efectivo vertical, $pc = \sigma'p$ es el esfuerzo

de preconsolidación y $\Delta\sigma$ es el incremento de esfuerzo vertical efectivo. (Holtz et al., n.d.; Salem & El-Sherbiny, 2014)

El modelo de Janbu, (1965) puede representar un comportamiento del material lineal o no lineal, dependiendo del exponente de esfuerzo, a . Para análisis en una dimensión el módulo M esta dado por $M = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = m * \sigma_r * \left(\frac{\sigma}{\sigma_r}\right)^{1-a}$, donde m un módulo numérico, σ_r es el esfuerzo de referencia, usualmente es igual a 100 KPa. El asentamiento para suelos normalmente consolidados este dado por las ecuaciones 2.4 y 2.5 en función del parámetro exponencial a . y para suelos sobre consolidados está dado por la ecuación 2.6

$$\Delta\varepsilon * H_o = H_o * \left(\frac{1}{ma}\right) * \left(\frac{\sigma'f^a}{\sigma'r} - \frac{\sigma'i^a}{\sigma'r}\right) \quad a > 0 \quad (2.4)$$

$$\Delta\varepsilon * H_o = H_o * \left(\frac{1}{m}\right) * \ln\left(\frac{\sigma'f}{\sigma'i}\right) \quad a = 0 \quad (2.5)$$

$$\Delta\varepsilon * H_o = H_o * \left(\frac{1}{Moc}\right) * (\sigma'f - \sigma'i) \quad (2.6)$$

Donde $\sigma'f$ es el esfuerzo efectivo final, $\sigma'i$ es el esfuerzo efectivo inicial. Cuando el parámetro exponencial $a=1$ el método de Janbu es similar al método lineal, y cuando $a=0$ el método de Janbu es el mismo método no lineal.

El método de Koppejan. (1948) permite determinar la deformación del suelo con la ecuación 2.7, donde U es el grado de consolidación, C_p y C_s son constante de compresibilidad, t es el tiempo, $\sigma'i$ es el esfuerzo efectivo inicial y $\sigma'f$ es el esfuerzo efectivo final luego de la descarga y consolidación.

El grado de consolidación U puede ser calculado para cualquier posición y para cualquier intervalo de tiempo con la ecuación 2.8. donde Ue es el exceso de presión de poros de agua.

$$\varepsilon = \left(\frac{U}{C_p} + \frac{1}{C_s} * \log(t) \right) * \ln \left(\frac{\sigma' f}{\sigma' i} \right) \quad (2.7)$$

$$U = 1 - \left(\frac{Ue}{Ue + \sigma' - \sigma' i} \right) \quad (2.8)$$

El tiempo de consolidación es una función lineal de la permeabilidad o coeficiente de consolidación y una función exponencial de la trayectoria de drenaje. Por lo cual, si se acorta la trayectoria de drenaje, el tiempo de consolidación se reduce sustancialmente.

Para el análisis de la aceleración de la disipación de poros cuando hay presencia de drenes verticales, se usa la ecuación 2.9. propuesta por Barron R, (1948) y Kjellman, (1948) para determinar el tiempo de consolidación. Esta fórmula se basa en la teoría propuesta por Hansbo. (1960) de un flujo radial horizontal hacia un dren circular con el centro de un cilindro de suelo homogéneo con una superficie exterior impermeable, es decir no se asume que ocurre un drenaje vertical. Por lo cual cuando hay drenes, el tiempo requerido para cierto grado de consolidación depende principalmente del espaciamiento de los drenes y de la permeabilidad horizontal, más que del espesor o la permeabilidad vertical del estrato de arcilla a analizar. (Fellenius Bengt H, 2019)

$$t = \frac{D^2}{8c_h} \left[\ln \frac{D}{d} - 0.75 \right] \ln \frac{1}{1-U_h} \quad (2.9)$$

Donde:

t = tiempo desde el inicio de la consolidación (s)

D = zona de influencia de un dren (m)

d = diametro equivalente de un dren (m)

U_h = Grado de consolidación promedio para flujo radial

C_h = coeficiente de consolidación horizontal (m²/s)

A diferencia de la teoría de consolidación usada por el software Settle 3D, el software de PLAXIS 2D sigue el método de elementos finitos para predecir las deformaciones, en este sentido las ecuaciones de consolidación usadas por PLAXIS sigue

la teoría de Biot, (1956) así como la ley de Darcy para el flujo de fluidos y el comportamiento elástico del esqueleto del suelo. (Bentley, 2023)

De acuerdo con el principio de Terzaghi, en plaxis las tensiones se dividen en tensiones efectivas y presiones de poro, de acuerdo con la ecuación 2.10.

$$\sigma = \sigma' + m(P_{steady} + P_{excess}) \quad (2.10)$$

Donde σ es el vector de esfuerzos totales, σ' es el vector de esfuerzos efectivos, P_{excess} es el vector del exceso de presión de poros, m es un vector de transformación de esfuerzos, que contiene valores unitarios para las componentes de esfuerzo normal y da valores de cero para los esfuerzos cortantes. Finalmente P_{steady} es el vector de la presión de poros generada en el programa por la definición del nivel freático. (Bentley, 2023)

Las ecuaciones constitutivas de Plaxis para el incremento de la tensión efectiva σ' y el incremento de deformación ε se escribe en forma incremental. las ecuaciones constitutivas son:

$$\sigma' = M\varepsilon \quad (2.11)$$

$$\varepsilon = (\varepsilon_{xx} \quad \varepsilon_{yy} \quad \varepsilon_{zz} \quad \varepsilon_{xy} \quad \varepsilon_{yz} \quad \varepsilon_{zx})^T \quad (2.12)$$

Donde M representan la matriz de rigidez del material.

Para aplicar la aplicación la predicción de asentamientos y presión de poros se usa la siguiente notación estándar:

$$u = Nv \quad \rho = N * \rho_n \quad \varepsilon = Bv$$

Donde v es el vector nodal de desplazamiento, ρ_n es el vector nodal del exceso de presión de poros, u es el vector de desplazamiento continuo dentro de un elemento, y ρ es el vector del exceso de presión de poros. Finalmente, N es una matriz que contiene las

funciones de interpolación para presión de poros y B la matriz de las funciones de interpolación de las deformaciones. (Bentley, 2023).

De acuerdo con Chascona & Biondi, (2013) los enfoques numéricos permiten considerar las condiciones generales de tensión y deformación, a partir de la entrada de datos relacionados con el comportamiento mecánico del suelo, esta metodología se emplea con frecuencia en el análisis retrospectivo de asentamientos.

2.4. Modelos constitutivos

Los modelos constitutivos empleados durante la modelación en el software PLAXIS 2D, fueron el Soft Soil (SS) para representar las arcillas y el Hardening Soil (HS) para las arenas. Cada modelo permite describir el comportamiento del suelo, dependiendo de los parámetros de entrada que se proporcionen.

El modelo Soft Soil empleado en PLAXIS 2D se basó en el modelo Modified Cam Clay (MCC) (Roscoe & Burland, 1968). Sin embargo, debido a las modificaciones implementadas no es posible considerar al modelo SS como un modelo de estado crítico. Este modelo presenta las siguientes características: (a) la rigidez es dependiente de los esfuerzos aplicados, (b) el estado de carga-descarga se diferencia de la compresión virgen, (c) expansión volumétrica de la superficie de fluencia en forma elipsoidal, y (d) comportamiento de falla de acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb (MC).

El SS asume una relación logarítmica entre la deformación volumétrica (ε_v) y el esfuerzo efectivo medio (p'). Durante la compresión virgen, el índice de compresibilidad modificado (λ^*), gobierna el comportamiento del material, mientras que durante la descarga-recarga lo describe el índice de hinchamiento (κ^*) (Kahlström, 2013).

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p_0'}\right) \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_{v0}^e = -\kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p_0'}\right) \quad (2.14)$$

Siendo ε_{v0} la deformación volumétrica inicial, ε_{v0}^e la deformación elástica volumétrica inicial y p_0' el valor inicial del esfuerzo efectivo.

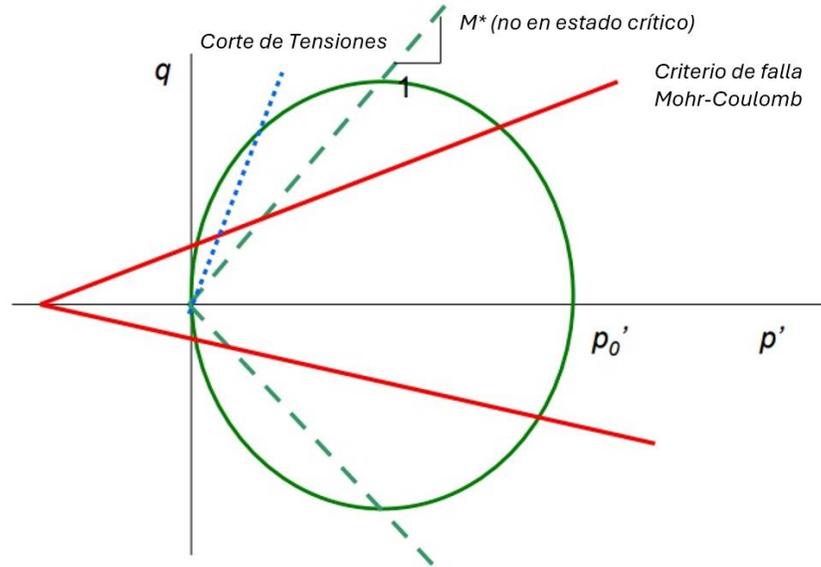


Figura 6. Representación gráfica del modelo Soft Soil.

El tamaño de la superficie de fluencia (p_0') viene dictado por el OCR y el POP, ya que, estos dependen del esfuerzo de preconsolidación (σ_c'). La constante de fricción (M^*), que determina la inclinación de la línea de estado crítico y, por tanto, el coeficiente de empuje lateral de tierras (K_0) pueden ser estimados independientemente de los parámetros de resistencia estándar de Mohr-Coulomb φ y c (Brinkgreve, 2005). De esta manera, K_0 se estima utilizando el ángulo de fricción interna crítica en compresión triaxial (φ_c'), el cual a su vez puede ser expresado en función de la relación de esfuerzos en estado crítico bajo compresión triaxial (M_c) (Vermeer & Neher, 1999).

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi_c') \quad (2.15)$$

$$\sin(\varphi_c') = \frac{3M_c}{6 + M_c} \quad (2.16)$$

Al ser el OCR o el POP valores de entrada el modelo es muy sensible a las interpretaciones del σ_c' . De manera que, durante las deformaciones plásticas, en un rango normalmente consolidado, la superficie de fluencia aumenta en función de la deformación plástica volumétrica hasta llegar a la condición de falla de Mohr-Coulomb, a partir de este punto p_0' se convierte en una variable de estado, lo que implica que se irá actualizando durante el análisis (Karstunen et al., 2017).

Tabla 1. *Parámetros de entrada modelo Soft Soil*

Parámetro	Descripción
λ^*	Índice de compresibilidad
κ^*	Índice de hinchamiento
e	Relación de vacíos
<i>OCR ó POP</i>	Relación de sobreconsolidación ó Presión de preconsolidación
ν	Relación de Poisson
c'	Cohesión efectiva
φ'	Ángulo de fricción interna efectiva
K_0	Coefficiente de empuje de tierras en reposo

Se utiliza la presión de preconsolidación (POP), definida como la diferencia entre el esfuerzo de preconsolidación (σ_c') y el esfuerzo vertical (σ_z') en lugar del OCR, en las primeras capas de arcillas sobreconsolidadas con altos OCR, para poder caracterizar la presencia del esfuerzo de preconsolidación en el modelo (Chamorro & Ovando-Shelley, 2021).

El modelo Hardening Soil es un modelo de suelo elástico-plástico basado en la teoría clásica de la plasticidad. De manera que, el incremento de esfuerzos produce un aumento en la deformación acorde al estado de carga, si este es primario se presentan

deformaciones elásticas y plásticas, mientras que, si es descarga-recarga (ur) se genera, únicamente, deformación elástica. Además, permite simular el comportamiento no lineal, inelástico y dependiente del esfuerzo del suelo. El modelo adopta el criterio de falla MC (Wu & Tung, 2020).

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \left(\frac{2c' \cos \varphi' + 2\sigma_3' \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \right) \quad (2.17)$$

El modelo presenta dos superficies de fluencia. La primera se refiere a la fluencia derivada por el esfuerzo cortante. La segunda describe la expansión del contorno de fluencia debido a los cambios en el esfuerzo efectivo medio como se puede observar en la Figura 7 (Teo & Wong, 2012).

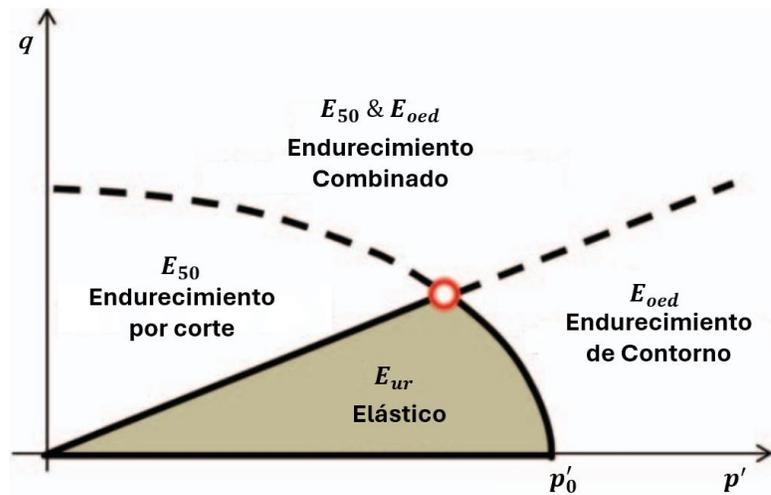


Figura 7. Representación gráfica de las dos superficies del modelo

La ley de endurecimiento para la zona de corte viene dada por la fórmula (2.13), de la cual se puede calcular el incremento de la deformación plástica de corte (γ^p) y para la que cada incremento en el esfuerzo de corte (q) genera un aumento en la deformación plástica volumétrica por corte ($\Delta\varepsilon_v^p$). Mientras que, la ley de endurecimiento para el

contorno se estima con la ecuación (2.15), en la que el incremento de esfuerzo efectivo medio (Δp) genera un aumento en la deformación volumétrica plástica, sin embargo, no se produce deformación por corte. Donde K_c se relaciona con el índice de compresión (C_c) y K_s con el índice de recompresión (C_r) (Obrzud, 2010).

$$f_s = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1-q/q_u} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \leq 0 \quad (2.18)$$

$$\Delta \varepsilon_v^p = \sin \psi_m \Delta \gamma^p \quad (2.19)$$

$$\Delta \varepsilon_v^p = \frac{\Delta p}{K_c} - \frac{\Delta p}{K_s} \quad (2.20)$$

El módulo de deformación edométrico puede ser considerado igual al módulo de deformación efectivo al 50%, en caso de que no se cuente con los ensayos de compresión necesarios. De la misma manera, el módulo de deformación efectivo en descarga-recarga se puede considerar como tres veces el módulo de deformación al 50% (Nieto et al., 2009).

Tabla 2. *Parámetros de entrada modelo Hardening Soil*

Parámetro	Descripción
c'	Cohesión efectiva
φ'	Ángulo de fricción interna efectiva
E_{50}^{ref}	Módulo de deformación efectivo al 50% del esfuerzo
E_{oed}^{ref}	Módulo de deformación edométrico efectivo
E_{ur}^{ref}	Módulo de deformación efectivo en descarga-recarga
m	Módulo exponente que controla la dependencia al esfuerzo
ν_{ur}	Relación de Poisson en descarga-recarga
ψ	Ángulo de dilatación
K_0	Coefficiente de empuje de tierras en reposo

Capítulo 3. Metodología

3.1. Zona de estudio

Ambos proyectos se ubican en la ciudad de Durán, sitio en el que se encuentran los ríos Babahoyo y Daule, que confluyen para formar el río Guayas, como se puede observar en la **Figura 8**. Este sitio se caracteriza por tener rellenos aluviales limo-arcillosos de gran potencia (Vera-Grunauer, 2014). En la superficie, estos depósitos están compuestos principalmente por arcillas sobreconsolidadas. Sin embargo, los estratos más profundos, están compuesto de arcillas normalmente consolidadas intercaladas con capas finas de arena. La geología del sector está gobernada por el complejo deltaico-estuarino que conforma la ría Guayas, que incluye islas, manglares y el canal natural. Estos depósitos presentan una edad geológica próxima al holoceno (Benítez & Martillo, 2008).

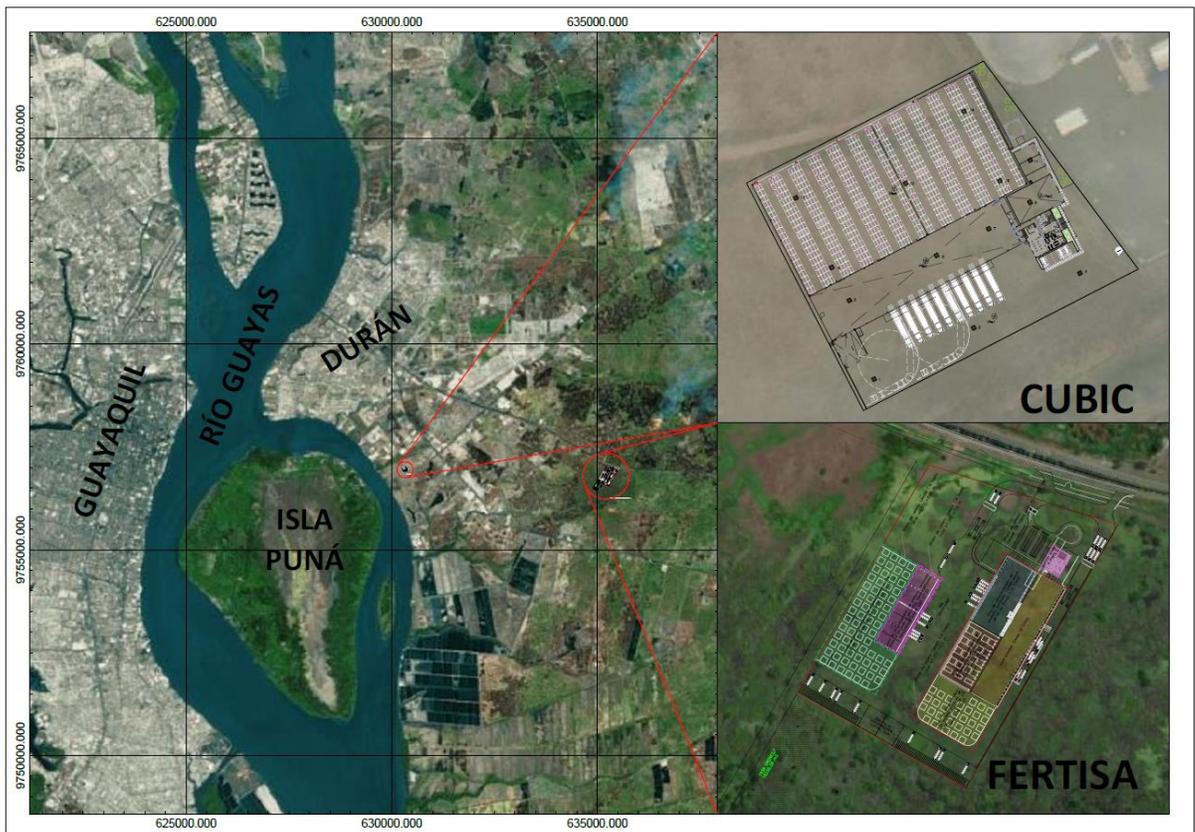


Figura 8. Ubicación de los proyectos Cubic y Fertisa.

El proyecto CUBIC cuenta con un área total de 11603 m² y se ubica lateral a las oficinas de DP World, localizándose en las coordenadas 630162, 9756861 DATUM WGS84. Por su lado, el proyecto FERTISA se ubica en el km 8 de la vía Durán – Boliche y cuenta con un área de 12.70 Ha, se localiza en las coordenadas 635262, 9756780 DATUM WGS84.

3.2. Descripción metodológica

El análisis de asentamientos se centra en evaluar el proceso de la consolidación de las arcillas blandas en el tiempo, que se genera a medida que el exceso de presión de poros generada por las cargas de proyecto se va disipando. Para el cálculo de asentamiento es necesario conocer las propiedades geotécnicas del suelo de la zona y el estado de esfuerzos inicial del terreno determinados a partir de ensayos de laboratorio y correlaciones empíricas con ensayos in situ. Esto permite identificar las capas de arcilla en estado normalmente consolidado y realizar una primera aproximación de los asentamientos esperados para el proyecto.

Posteriormente, utilizando datos de campo obtenidos de monitoreos con placas de asentamiento y piezómetros, es posible desarrollar curvas de tendencia que reflejen los asentamientos reales y la variación de la presión de poros a lo largo del tiempo. Estas curvas permiten ajustar y calibrar las propiedades geotécnicas ingresadas en los dos modelos geotécnicos hasta que la curva de tendencia de las gráficas registradas en el monitoreo se calibre con las curvas de tendencia obtenidas para el modelo no lineal y el modelo de elementos finitos

3.3. Descripción de los casos de estudio

Uno de los casos de estudio es el proyecto Cubic. De acuerdo con el diseño arquitectónico, existen tres zonas del proyecto que fueron mejoradas con drenes y sobrecarga. Estas zonas son: el área de cámaras, el área de expedición y el área de edificios administrativos y maquinarias. Para la zona de área de cámaras y de expedición se usó precarga de 2.3 m, medida a partir del nivel de proyecto más drenes de 15 m de longitud y una separación de 2m. Mientras que para la zona de edificios administrativos y maquinarias se usó precargas de 1.5 m a partir del nivel de proyecto más drenes de 15 m de longitud y una separación de 2m por un tiempo de 125 días.

Se consideró las cargas de proyecto mostradas en la Figura 9 para las zonas en análisis. Considerando para la zona de expedición y cámaras una carga de 44 KPa debido al relleno de 2.2 metros requerido para alcanzar cota de proyecto y una carga por uso de pavimento de 55 KPa. Mientras que para la zona de maquinarias y edificio administrativo se consideró una carga de 24 KPa producto del relleno de 1.2 metros para alcanzar cota de proyecto y una descarga de las zapatas corridas de 100 KPa.

Los niveles freáticos de este proyecto se muestran en La Tabla 3, el nivel freático oscila entre 1.50 a 2.10 m de profundidad. Para el análisis presente se usará el nivel freático mínimo 1.50 m con el objetivo de ser conservadores en la estimación de los asentamientos.

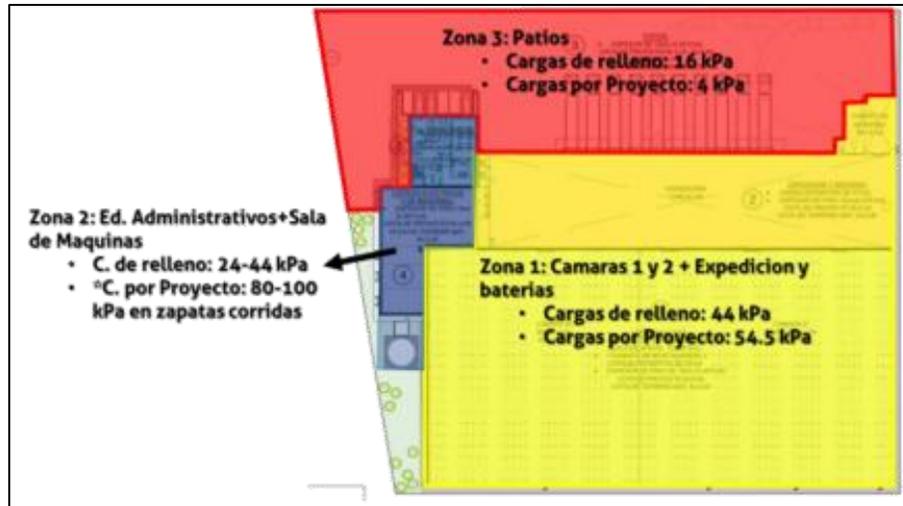


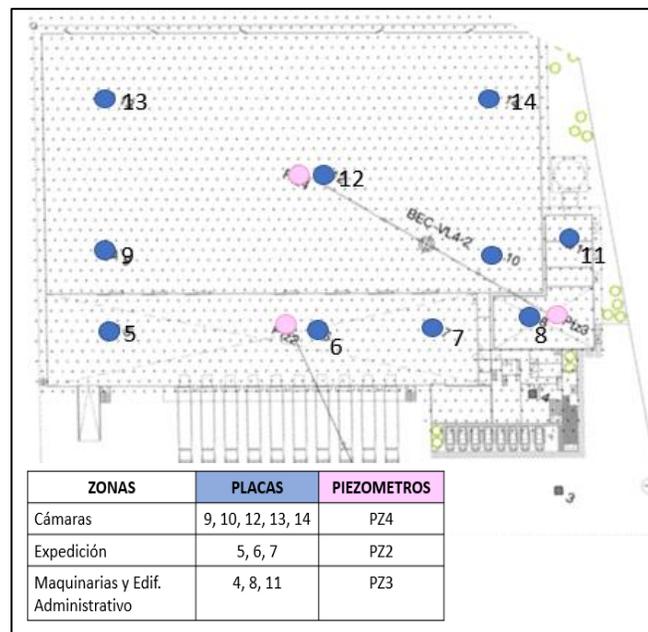
Figura 9. Definición de cargas de proyecto por zonas

Tabla 3. Profundidades del nivel freático por cada ensayo

Ensayo	S1	S2	S3	CPT1	CPT2
Prof. NF (m)	2.1	2.0	2.1	1.5	1.8

Para el control de asentamientos se instaló un total de 10 placas de asentamiento y tres piezómetros tal como se ilustra en la Figura 10.

Figura 10. Ubicación de placas de asentamiento y piezómetros



El caso de estudio Fertisa comprende las siguientes zonas: vía de circulación y patios de maniobra, zona de CEDI materia prima, zona de plásticos y pallets, zona de planta de producción, zona de planta CEDI producto terminado, zona de bodegas Fersal, zona de edificio administrativo la zona del edificio de servicio personal. Sin embargo, en este estudio nos enfocaremos en la zona de bodegas Fersal, debido a que en este sitio se aplicó el método de mejoramiento de suelos por sobrecarga con drenes verticales.

De acuerdo con el diseño arquitectónico del proyecto se considera una cota final de proyecto de +1.20 m para la zona de bodegas Fersal, por lo cual se estableció una altura de relleno de +3.2 m para poder alcanzar el nivel de proyecto deseado. Para el mejoramiento de suelo en el sitio se consideraron los efectos de la aplicación del relleno de 3.20 m, lo que genera una carga de 60 kPa y el incremento de carga de 29.5kPa que corresponde a la carga de proyecto de esta zona; en total esto acumula a 89.50 kPa de carga para esta zona.

Además, se colocaron drenes verticales de 20 m de longitud con un espaciamiento de 3 m entre ellos, considerando un tiempo de espera de 5 a 8 meses.

Durante la investigación geotécnica se realizaron dos tipos de ensayos in-situ: ensayo de penetración estándar (SPT) y ensayo de penetración de cono (CPT), a partir de estos se determinó que la profundidad del nivel freático oscilaba entre los 2 m y los 3.3 m, teniéndose una media de 2.42 m, como se observa en la Tabla 4.

Tabla 4. Profundidades de nivel freático por cada sondeo.

Sondeo	P1	P2	P3	P4	P5	P6	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5
Prof. NF (m)	3.3	2.9	2.9	2.5	2.4	1.9	2.0	2.0	2.0	2.5	2.2

Por otro lado, para poder monitorear los asentamientos y controlar la disipación de del exceso de presión de poros, se colocaron 11 placas de asentamiento y 2 piezómetros,

en toda la extensión de la zona a estudiar cómo se puede observar en la Figura 11. Los piezómetros fueron colocados ambos en una misma ubicación, pero a diferentes alturas, estando PZ-1A a una profundidad, medida desde la cota de terreno natural, de 7.70 m y PZ-1B 6 m más abajo

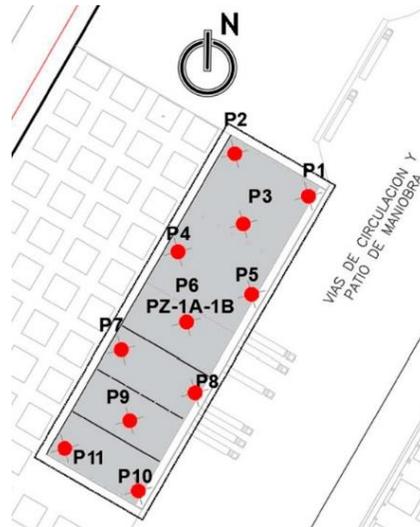


Figura 11. Ubicación placas de asentamiento y piezómetros

Capítulo 4. Modelación

4.1. Investigación geotécnica

Para realizar una adecuada evaluación geotécnica de los suelos in-situ, se requiere ejecutar una campaña de exportación exhaustiva que abarque ensayos de penetración de cono (CPTu) con disipaciones, excavación de calicatas, toma de densidades in situ, ensayos de consolidación y compresión simple a muestras de suelo extraídas con tubo Shelby, ensayos de penetración estándar (SPT) con extracción de muestras representativas para la caracterización física de los materiales mediante ensayos de laboratorio: como granulometría, límites de Atterberg, gravedad específica, etc. (Sanhueza & Villavicencio, 2010)

A partir de la data obtenida de los ensayos in situ se puede definir la secuencia estratigráfica y realizar los perfiles estratigráficos que permiten posteriormente determinar las propiedades geotécnicas.

Del ensayo de penetración estándar SPT se obtienen directamente la resistencia de penetración estándar normalizada al 60% de la energía potencial del martillo (N60). Mientras que de las muestras extraídas se realizan ensayos de caracterización de laboratorio para obtener los siguientes parámetros geotécnicos: humedad natural (w), contenido de finos (CF), limite liquido (LL), índice plástico (IP), limite plástico (LP).

El CPTu proporciona los siguientes parámetros: la penetración a la punta del ensayo del cono (q_c) y la resistencia al fuste del ensayo del cono (f_s). Los penetrómetros son sensores que utilizan células de carga extensométricas para medir la resistencia a la penetración. Los diseños básicos de conos utilizan celdas de carga para medir la resistencia de la punta (q_c), la resistencia del manguito (f_s), el parámetro u_2 y la velocidad sísmica V_s en caso de tener modulo sísmico. (Robertson P.K, 2015)

4.2. Perfiles estratigráficos

A través del análisis de los datos obtenidos de los ensayos in situ y de laboratorio, es posible definir el espesor y tipo de suelo de cada estrato que conforman la columna de suelo a analizar. Por ejemplo, si el índice de comportamiento del suelo para el análisis CPT es mayor a 2.60 se puede considerar al suelo como un material cohesivo, entre más alto es el valor el suelo es más sensible, tal como se ve en la Tabla 5. De manera similar el contenido de finos en el ensayo SPT permite clasificar el tipo de suelo como material cohesivo si este es mayor al 50%.

Tabla 5. Índice de comportamiento del suelo.

Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	<i>Sensitive, fine grained</i>	N/A
2	<i>Organic soils – clay</i>	> 3.6
3	<i>Clays – silty clay to clay</i>	2.95 – 3.6
4	<i>Silt mixtures – clayey silt to silty clay</i>	2.60 – 2.95
5	<i>Sand mixtures – silty sand to sandy silt</i>	2.05 – 2.6
6	<i>Sands – clean sand to silty sand</i>	1.31 – 2.05
7	<i>Gravelly sand to dense sand</i>	< 1.31
8	<i>Very stiff sand to clayey sand*</i>	N/A
9	<i>Very stiff, fine grained*</i>	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

Nota: Obtenido de (Robertson P.K, 2015)

- **Proyecto Cubic**

Para este proyecto se realizó un total de tres ensayos de penetración estándar SPT y dos ensayos de penetración de cono CPTu, con la data obtenida de estos ensayos y los resultados de los ensayos de consolidación y disipación, se procedió a realizar los perfiles estratigráficos.

El análisis estratigráfico permite identificar tres capas de suelo. En la Figura 13, se muestra una capa de arcilla limosa de alta plasticidad con un espesor que varía entre 15 y 20 metros que se encuentra en estado normalmente consolidado. Esta capa se caracteriza por tener un (I_c) promedio de 3.0, un porcentaje de contenido de finos promedio (CF%) de 95%, resistencia de penetración a la punta (q_c) muy baja que no sobrepasa la magnitud de 0.8 MPa, y número de golpes corregidos al 60% de la energía (N₆₀) que no supera los 10 golpes.

Adyacente a la capa de arcilla existen intercalaciones de arena limosa de espesor variable de aproximadamente 4 m. Esta presenta una compacidad de media a alta, evidenciada por resistencias de penetración a la punta (q_c) de al menos 6 MPa y valores de N₆₀ superiores a 40. Luego se identifica una capa de arcilla rígida con números de golpes corregidos al 60% que oscilan entre 25 y 35. Finalmente, se detecta otra capa de arena

limosa., La Figura 12 ilustra la ubicación de los cortes estratigráficos A-A' y B-B', los cuales se presentan con detalle en la Figura 13.

Figura 12. Ubicación de cortes estratigráficos

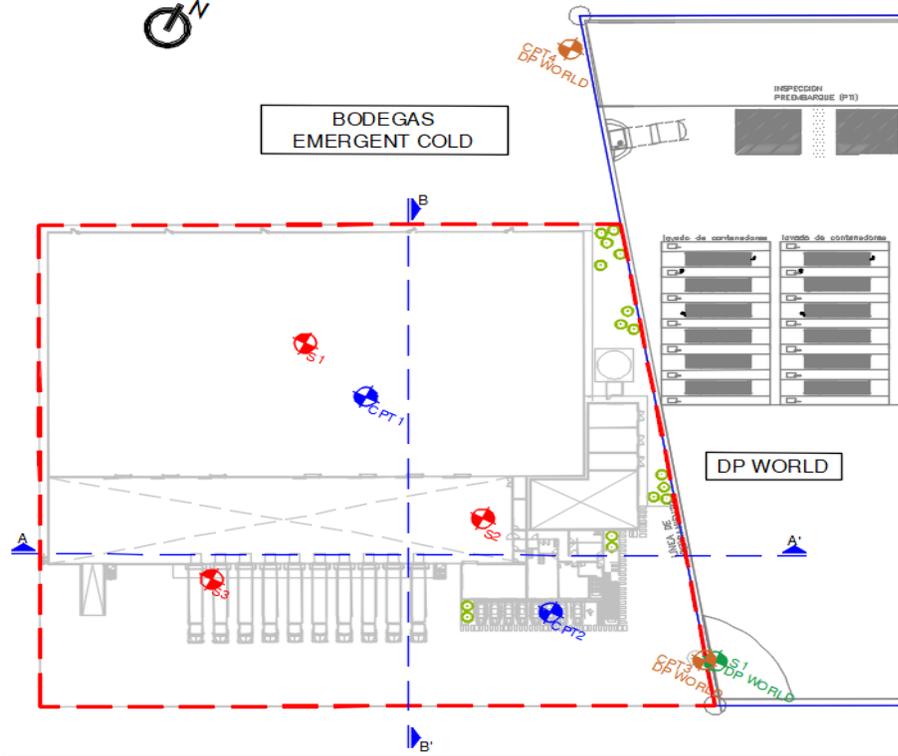
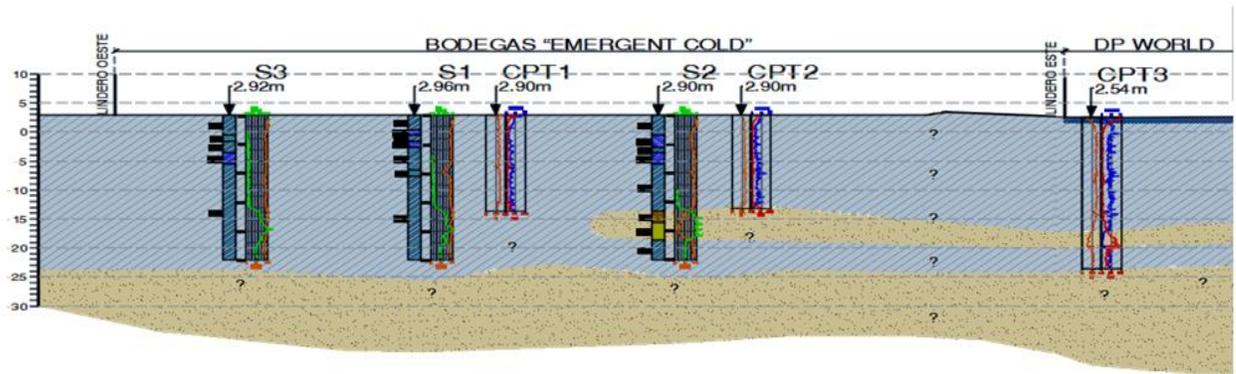
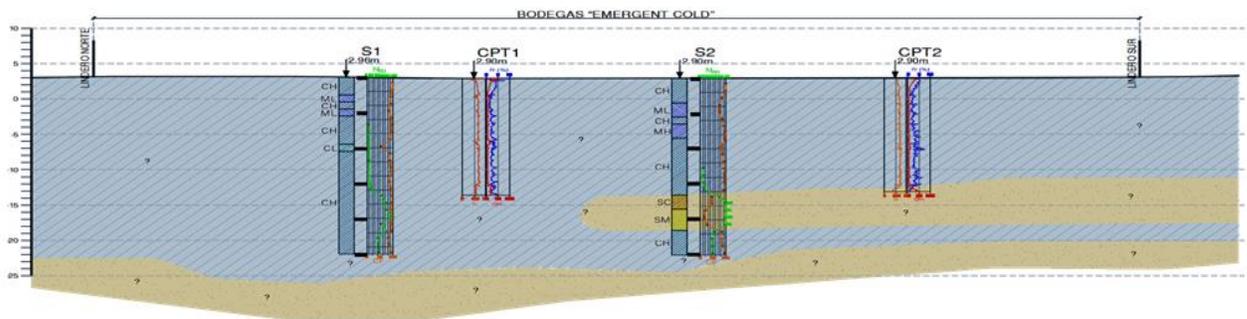


Figura 13. Perfiles estratigráficos del proyecto Cubic, corte A y B

CORTE A-A'



CORTE B-B'



- **Proyecto Fertisa**

Para el proyecto Fertisa se analizó una de las zonas con mejoramiento de suelos con drenes verticales prefabricados, esta zona corresponde al área de bodega Fersal, para definir la secuencia estratigráfica se realizó cinco ensayos de penetración estándar SPT y tres ensayos de penetración de cono CPT.

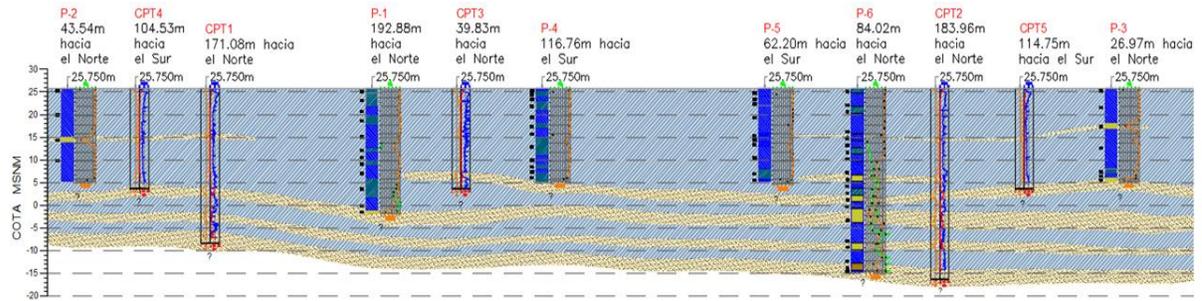
De los perfiles estratigráficos mostrados en la Figura 14 y la Figura 15 se observa una capa de arcilla de alta plasticidad de aproximadamente 20 metros de espesor que se encuentra en estado normalmente consolidado, seguida de capas de arena y arcillas sobre consolidadas intercaladas de aproximadamente 3 metros de espesor.

Figura 14. Ubicación de cortes estratigráficos

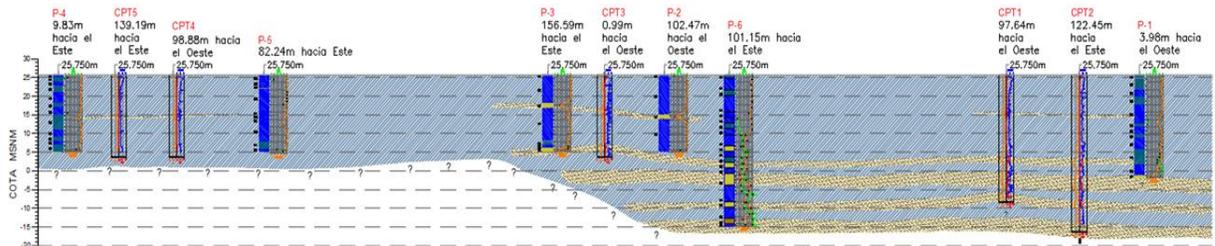


Figura 15. Perfiles estratigráficos del proyecto Fertisa, corte A y B

CORTE A-A'



CORTE B-B'



4.3. Parámetros de los modelos constitutivos del suelo para los casos de estudio

Una vez definida la secuencia estratigráfica del suelo, determinándose la profundidad y los espesores de suelo que corresponden a materiales cohesivos y materiales granulares se procede a definir los parámetros geotécnicos necesarios para los modelos constitutivos que se emplearán. En este proyecto se utilizará el Harding soil para suelos granulares y el modelo Soft soil para suelos cohesivos.

Las propiedades geotécnicas requeridas por el modelo soft soil abarcan desde la relación de sobre consolidación del suelo OCR, la pendiente en la rama de compresión Virgen C_c , la pendiente en la curva de recompresión C_s , la relación de vacíos inicial e_0 y la velocidad de consolidación C_v o la permeabilidad horizontal K_h y vertical K_v del suelo, el peso específico del suelo, la velocidad de onda de corte V_s , radio de poisson y los parámetros de esfuerzo al corte efectivos: ángulo de fricción ϕ' , la cohesión c' . Este modelo utiliza un enfoque no drenado Tipo A.

Para el modelo Harding soil se utiliza un enfoque drenado, ya que se aplica para suelos granulares. Para el desarrollo de este modelo se requiere conocer la permeabilidad horizontal K_h y vertical K_v del suelo, los parámetros de esfuerzo al corte efectivos: ángulo de fricción ϕ' y coeficiente de fricción ψ' , así como parámetros de rigidez: E_{50}^{ref} : módulo de elasticidad del suelo para una presión de confinamiento referencial de 50 Kpa, E_{ur}^{ref} : módulo de rigidez referencial en el ciclo de descarga y recarga para una presión de confinamiento de 100 Kpa, E_{oed}^{ref} : que es el módulo edométrico del suelo, la velocidad de onda de corte V_s , el radio de poisson, el parámetro exponencial m , y otro parámetro que se suele utilizar es el POP: Esfuerzo previo a la sobrecarga.

A continuación, se describen las correlaciones utilizadas para determinar cada parámetro geotécnico a partir de los datos obtenidos directamente de los ensayos de exploración geotécnica descritos en el capítulo anterior.

La relación de sobreconsolidación del suelo OCR se estimó usando la resistencia al corte no drenado de suelos arcillosos (Stroud, 1974; Terzagui y Peck, 1967; Hará, 1971) y la ecuación empírica, propuesta por Ladd (1974):

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{sc} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{nc} * OCR^m \quad (4.1)$$

Donde: $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{nc}$ puede estimarse de acuerdo con Skempton, (1985) a partir del índice de plasticidad como $(0.11 + 0.0037IP)$

Kulhawy y Mayne, (1990) también sugieren una correlación para el OCR a partir del ensayo CPT:

$$OCR = k * \left(\frac{qt - \sigma_{v0}}{\sigma'_{vo}}\right) = k * \left(\frac{\sigma'_{p}}{\sigma'_{vo}}\right) \quad (4.2)$$

La relación de vacíos e_0 , puede ser determinada como el producto de humedad natural del suelo y la gravedad específica

El Peso unitario γ del suelo, puede determinarse por la correlación empírica:

$$\gamma = \gamma_w * \frac{G_s * w}{1 + G_s * w} \quad (4.3)$$

O por la ecuación propuesta por Roberson (2010) en función de los parámetros del ensayo CPT, donde: γ_w es el peso específico del agua, R_f es el radio de fricción y P_a es la presión atmosférica.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0.27 * (\log R_f) + 0.36 * \left(\log\left(\frac{qt}{P_a}\right)\right) + 1.236 \quad (4.4)$$

El índice de compresión C_c , se determina a partir de los límites líquidos y humedad natural del suelo, usando las ecuaciones propuestas por Nishida, (1956) y Terzaghi y Peck

(1967). El índice de recompresión se considera como la décima parte del índice de compresión.

$$Cc = 0.0054 * 26w - 35 \quad (4.5)$$

$$Cc = 0.009 LL - 10 \quad (4.6)$$

La velocidad de consolidación del suelo, normalmente se determina a partir de ensayos de laboratorio en muestras inalteradas, o por medio de ensayos de disipación de presión de poros con un piezocono, aunque también existen correlaciones en función del ensayo CPT y SPT. Robertson (2015) define la siguiente ecuación para definir la tasa de consolidación en función del ensayo CPT, donde M es el módulo de confinamiento.

$$Cv = \frac{k_v * M_{CPT}}{\gamma_w} \quad (4.7)$$

$$M = \left(2.3 * \frac{(1 + e_0)\sigma'_{v0}}{Cc} \right) \quad (4.8)$$

La relación poisson, es un parámetro de entrada para el modelo de elementos finitos, generalmente está en el rango de 0 a 0.5, Kulhawy and Mayne, (1990) sugieren para suelos granulares que el radio de poisson es equivalente a la ecuación:

$$vd = 0.1 + 0.3 * \frac{\phi' - 25}{20} \quad (4.9)$$

Otro parámetro usado en los análisis constitutivos del soft soil y Harding soil es el exponente m, que para muchas arcillas bajo esfuerzos pequeños está en función del índice de plasticidad, Viggiani y Atikson, (1995).

La presión de preconsolidación POP se define como $POP = \sigma'p - \sigma'v_0$, y es un parámetro para definir las condiciones de esfuerzo inicial, puede ser usado alternativamente al radio de sobreconsolidación OCR. Waterman y Broere, (2005) citado por (Long et al., 2022)

Otro parámetro de importancia al definir los modelos constitutivos es la permeabilidad del suelo horizontal y vertical. En este sentido es importante considerar la geometría y el tipo de análisis Axialsymetrico o plane strain que se usa al modelar los drenes verticales para poder capturar bien la permeabilidad.

Existen métodos simplificados para modelar el comportamiento de los suelos blandos mejorados con drenes verticales, a partir de la teoría de consolidación radial (Barron R, 1948), que determina la permeabilidad vertical equivalente del suelo considerando los efectos de remoldeo del suelo natural, la capacidad de descarga y la permeabilidad radial del dren prefabricado (Jun-Chun & Norihiko, 1999; Muhammed et al., 2020; Vargas Moreno et al., 2016). Para el análisis con elementos finitos (FEM), se requiere el cálculo de las deformaciones mediante análisis Axialsymetrico, o ajustes de la permeabilidad equivalente basada en la teoría del flujo radial para el análisis tipo plane strain 2D. (Indraratna & Redana, 1997)

Como sugiere Indraratna & Redana. (1997), un sistema de drenes verticales puede ser convertido en una pared de drenes paralelos, considerando que el diámetro de la zona de influencia de un solo dren (D) en el modelo Axialsymetrico es igual a dos veces un ancho medio (B) en la zona de deformación plana, y el coeficiente de permeabilidad del suelo equivalente para el modelo plane strain puede ser estimado por la ecuación 4.10.

$$K_{hp} = \frac{K_h * \left[\alpha + \beta \frac{K_{hp}}{K_r} + \theta * (2lz - z^2) \right]}{\left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{K_h}{K_r} * \ln(s) - 0.75 + \pi(2lz - z^2) \frac{K_h}{q_w} \right]} \quad (4.10)$$

Ignorando el efecto de resistencia del dren, se puede omitir los términos que contengan l y z, la ecuación se reduce a la ecuación 4.11.

$$\frac{K_{sp}}{K_{hp}} = \frac{[\beta]}{\frac{K_{hp}}{K_h} \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{K_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right] - \alpha} \quad (4.11)$$

Tomando en cuenta el efecto del frotis, se puede usar una relación que permita la coincidencia de la permeabilidad horizontal en la zona del Frotis K_{sp} y la permeabilidad horizontal en la modelación planar K_{hp} , y la ecuación 1.2. se simplifica a la ecuación 4.12.

$$K_{hp} = \frac{0.67 * K_h}{\left[\ln\left(\frac{R}{rs}\right) + \frac{K_h}{k_s} \ln\left(\frac{rs}{rw}\right) - \frac{3}{4} \right]} \quad (4.12)$$

Donde:

K_h es la permeabilidad horizontal determinada en laboratorio.

$R = 1.05 * S/2$ es el radio de la zona influenciada por el dren para un arreglo triangular.

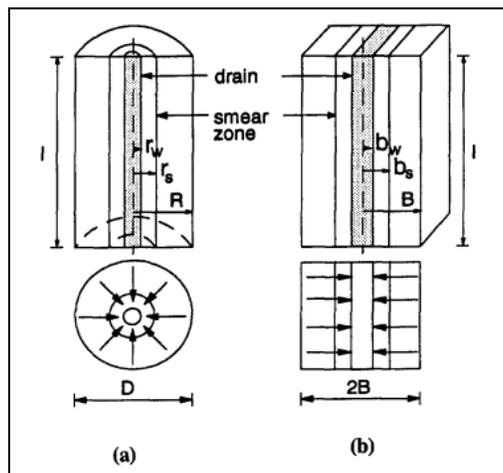
$s = rs/rw$ es el espaciamiento entre drenes, $n = R/rw$

rw es el radio de drenaje, se calculada por: $2rw = (a + b)/2$ donde a y b es el ancho y espesor del dren. (Barron R, 1948)

rs es el radio en la zona de frotis y está relacionado al diámetro del mandril, se asume que $2rs = 3dm$ (Jun-Chun & Norihiko, 1999).

k_s es la permeabilidad en la zona de frotis, se asume que es la mitad del coeficiente de permeabilidad horizontal determinado en laboratorio.

Figura 16. Conversión de una unidad de celda Axialsymetrico al modelo plane strain, (a) Flujo radial Axialsymetrico y (b) plane strain.



Nota: Datos tomados de (Indraratna & Redana, 1997)

- **Proyecto Cubic**

La Figura 17 ilustra las propiedades de compresibilidad y resistencia del suelo, representadas en función de la profundidad. El primer gráfico destaca el contenido de finos obtenido de las perforaciones, así como la relación del índice de comportamiento (I_c) derivado del ensayo CPT. Las siguientes graficas muestran el peso unitario, la relación de sobreconsolidación (OCR), la pendiente en la rama de compresión virgen (C_c), el índice de vacíos (e_0) y velocidad de consolidación vertical (C_v).

Para las profundidades en las que el suelo se encuentra en estado normalmente consolidado la velocidad de consolidación está en el orden de 3 y 7 m/año de acuerdo con el primer grafico de la Figura 18.

Figura 17. *Propiedades geotécnicas de compresibilidad y resistencia vs cota- Cubic.*

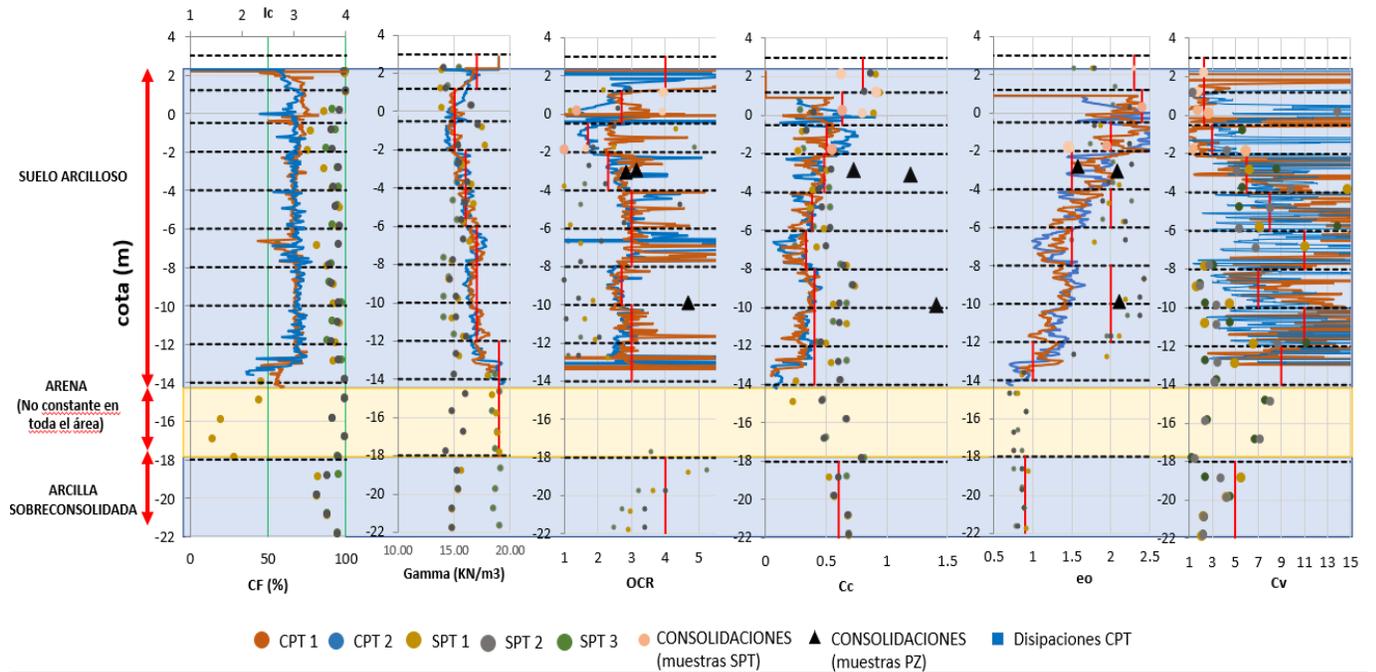
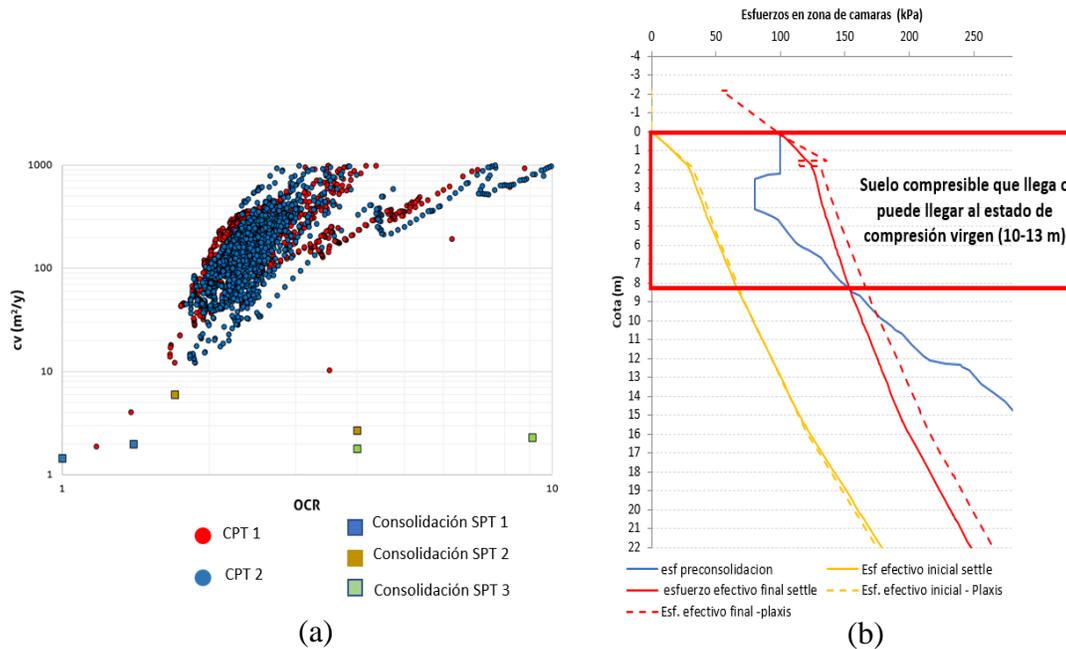


Figura 18. a) Grafica de la velocidad de consolidación en función del OCR, b) estado de esfuerzos en función de la cota.



La segunda gráfica de la Figura 18 indica que las capas de arcilla CH3 a CH6 están en estado normalmente consolidadas, ya que el esfuerzo efectivo final supera el esfuerzo de preconsolidación del suelo. A continuación, en la Tabla 6 se resumen las propiedades iniciales utilizadas en el modelo no lineal y de elementos finitos obtenidos a partir de los ensayos realizados.

Tabla 6. Propiedades estimadas con ensayos in situ y de laboratorio- Proyecto Cubic

PROPIEDADES INICIALES				PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD									PARÁMETROS DE RESISTENCIA-RIGIDEZ					
CAPA	Espesor (m)	γ (KN/m ³)	K_o	C_c	C_r	e_0	σ'_p (KPa)	OCR	C_v (m/year)	C_{vr} (m/year)	K_v (m/día)	K_{vp} (m/día)	K_{hp} (m/día)	E_{50} (KPa)	σ' (KPa)	ϕ'	S_u (KPa)	c' (KPa)
CH	CH1	1.8	17	0.75	0.8	0.08	2.3	140	4	2.3	9.2	3.62E-04	6.16E-05	1.23E-04	18	35	40	4
	CH2	1.7	15	0.75	0.63	0.063	2.4	100	2.4	2.3	9.2	1.46E-04	2.49E-05	4.98E-05	34	30	25	2.5
	CH3	1.5	15	0.6	0.5	0.05	2	100	1.7	3	12	1.33E-04	2.26E-05	4.52E-05	44	33	25	2.5
	CH4	2	16	0.75	0.38	0.038	2	68	1.7	6	24	2.49E-04	4.24E-05	8.48E-05	54	35	50	5
	CH5	2	16	0.8	0.38	0.038	2	160	3	8	32	1.10E-03	1.87E-04	3.75E-04	68	33	40	4
	CH6	2	17	0.8	0.33	0.033	1.5	200	3	11	44	2.12E-04	3.61E-05	7.22E-05	80	35	60	6
	CH7	2	17	0.7	0.4	0.04	2	200	2.7	9	36	5.00E-04	8.52E-05	1.70E-04	95	30	60	6
	CH8	2	17	0.84	0.4	0.04	2	250	3	11	44	7.00E-04	1.19E-04	2.38E-04	120	30	70	7
	CH9	2	19	0.85	0.4	0.04	1	250	3	9	36	1.53E-03	2.61E-04	5.21E-04	135	34	70	7

SM	4	19	0.7							9.22E-05	1.57E-05	3.14E-05	34555	200	30			
CH10	4	19	0.7	0.6	0.06	0.9	250	4	5	20	9.22E-05	1.57E-05	3.14E-05		200	30	65	6.5

- **Proyecto Fertisa**

La Figura 19 muestra las propiedades de compresibilidad y resistencia graficadas en función de la cota. Las propiedades graficadas son el contenido de finos obtenido de las perforaciones y la relación del índice de comportamiento I_c obtenido del ensayo CPT, la relación de sobreconsolidación (OCR), la pendiente en la rama de compresión virgen (C_c), el índice de vacíos (e_0) y velocidad de consolidación vertical (C_v), para las profundidades en las que el suelo se encuentra en estado normalmente consolidado la velocidad de consolidación está en el orden de 2 a 10 m/año de acuerdo con la primer grafica de la Figura 20.

Figura 19. *Propiedades geotécnicas de compresibilidad y resistencia vs de la cota- Fertisa*

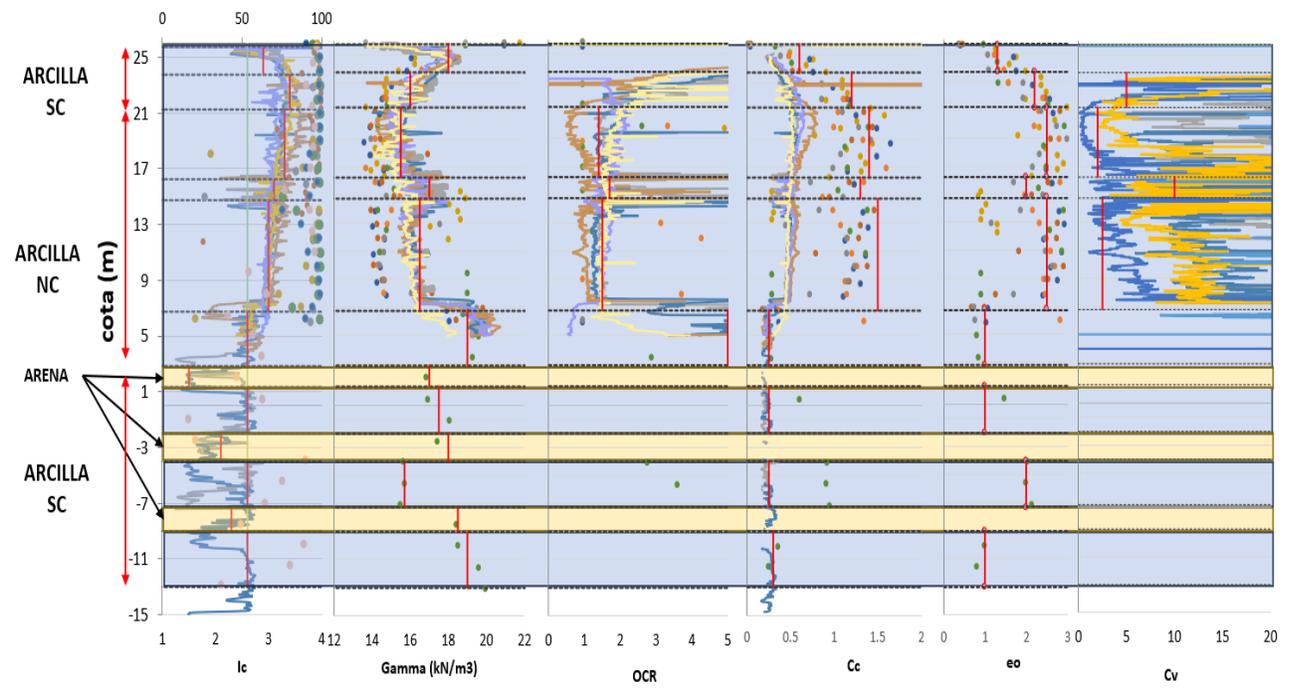
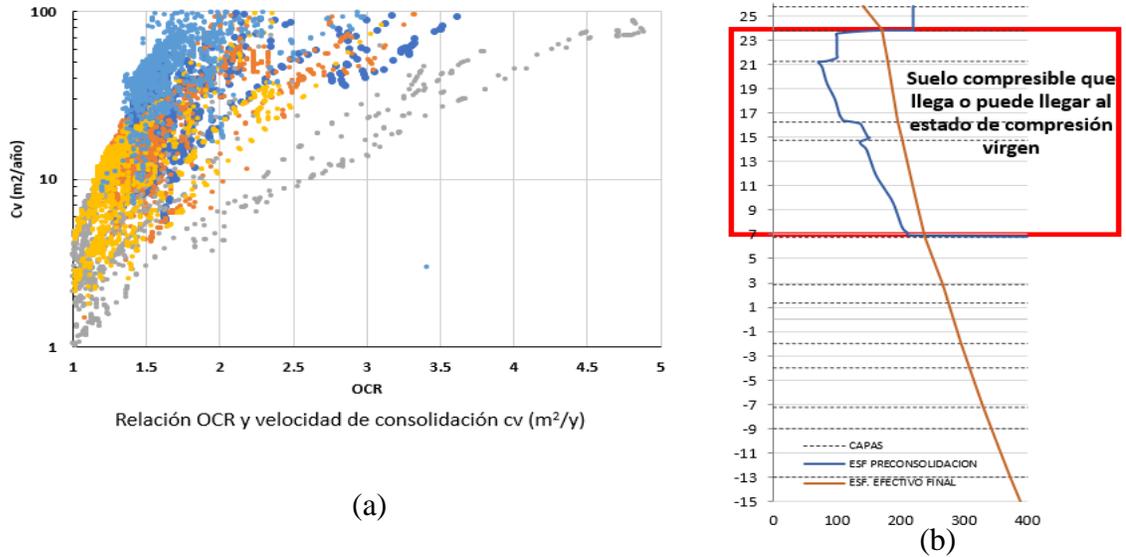


Figura 20. a) Grafica de la velocidad de consolidación en función del OCR, b) estado de esfuerzos en función de la cota.



La segunda gráfica de la Figura 20; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** indica que las capas de arcilla CH2 a CH5 están normalmente consolidadas, ya que el esfuerzo efectivo final supera el esfuerzo de preconsolidación del suelo. A continuación, en la Tabla 7 se resumen las propiedades iniciales utilizadas en el modelo lineal y de elementos finitos.

Tabla 7. Propiedades estimadas con ensayos in situ- Proyecto Fertisa

PROPIEDADES INICIALES				PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD									PARÁMETROS DE RESISTENCIA-RIGIDEZ					
CAPA	Espesor (m)	γ (KN/m ³)	Ko	Cc	Cr	e0	σ'_p (KPa)	OCR	Cv (m/year)	Cvr (m/year)	Kv x10 ³ (m/día)	Kvp x10 ³ (m/día)	Khp x10 ³ (m/día)	E50 (KPa)	σ' (KPa)	ϕ'	Su (KPa)	c' (KPa)
CH1	2	18	1	0.6	0.06	1.3	19	5	1.3	2.6	0.0481	0.001	0.002		19	40	50	5
CH2	2.5	16	0.8	1.2	0.12	2.2	36	3	2	4	0.2084	0.0131	0.0262		36	25	30	5
CH3	5	15.5	0.6	1.5	0.14	2.5	54	1.6	4	8	0.2432	0.0153	0.0306		54	20	25	3
CH4	1.5	17	0.7	1.3	0.13	2	72	1.8	4	8	0.3706	0.0233	0.0466		72	25	36	2.5
CH5	8	16.5	0.6	1.4	0.14	2.5	94	1.3	8	16	0.2810	0.0177	0.0354		94	25	38	3.6
CH6	3.9	19	1	0.25	0.025	1	145	5	80	160	0.3974	0.0250	0.0500		145	35	250	3.8
SM1	1.5	17.5	1				193				14.50	0.60	1.20	82,000	176	38		
CH7	3.35	18	1	0.2	0.02	1	209	5	80	160	1.50	0.03	0.06		193	35	300	40
SM2	2	15.7	1				236				14.50	0.60	1.20	86,000	209	37		
CH8	3.25	18.5	0.9	0.25	0.025	2	257	5	80	160	1.50	0.03	0.06		236	30	330	30
SM3	1.75	19	0.9				268				14.50	0.60	1.20	100,000	257	37		

CH9	4	19	1	0.3	0.03	1	268	5	80	160	1.60	0.03	0.07		268	35	330	33
SM4	4	19	0.4				306				7881.40	330.50	661.10	100,000	306	37		

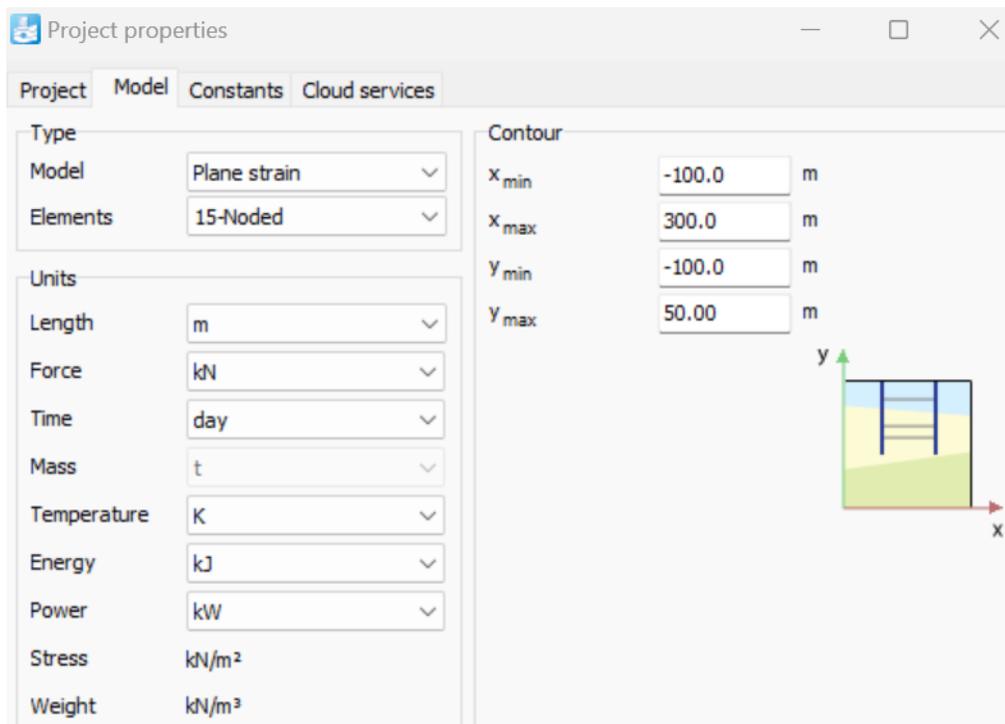
4.4. Definición de fases constructivas en el modelo numérico.

- **Proyecto Cubic**

Con el objetivo de realizar el modelo geotécnico del proyecto Cubic en el software de elementos finitos PLAXIS 2D, se seleccionó el corte transversal A-A definido en la Figura 12. Las fases constructivas del mejoramiento de suelos fueron modeladas siguiendo el historial de relleno y sobrecargas de la zona mostrada en la figura 23 y 28.

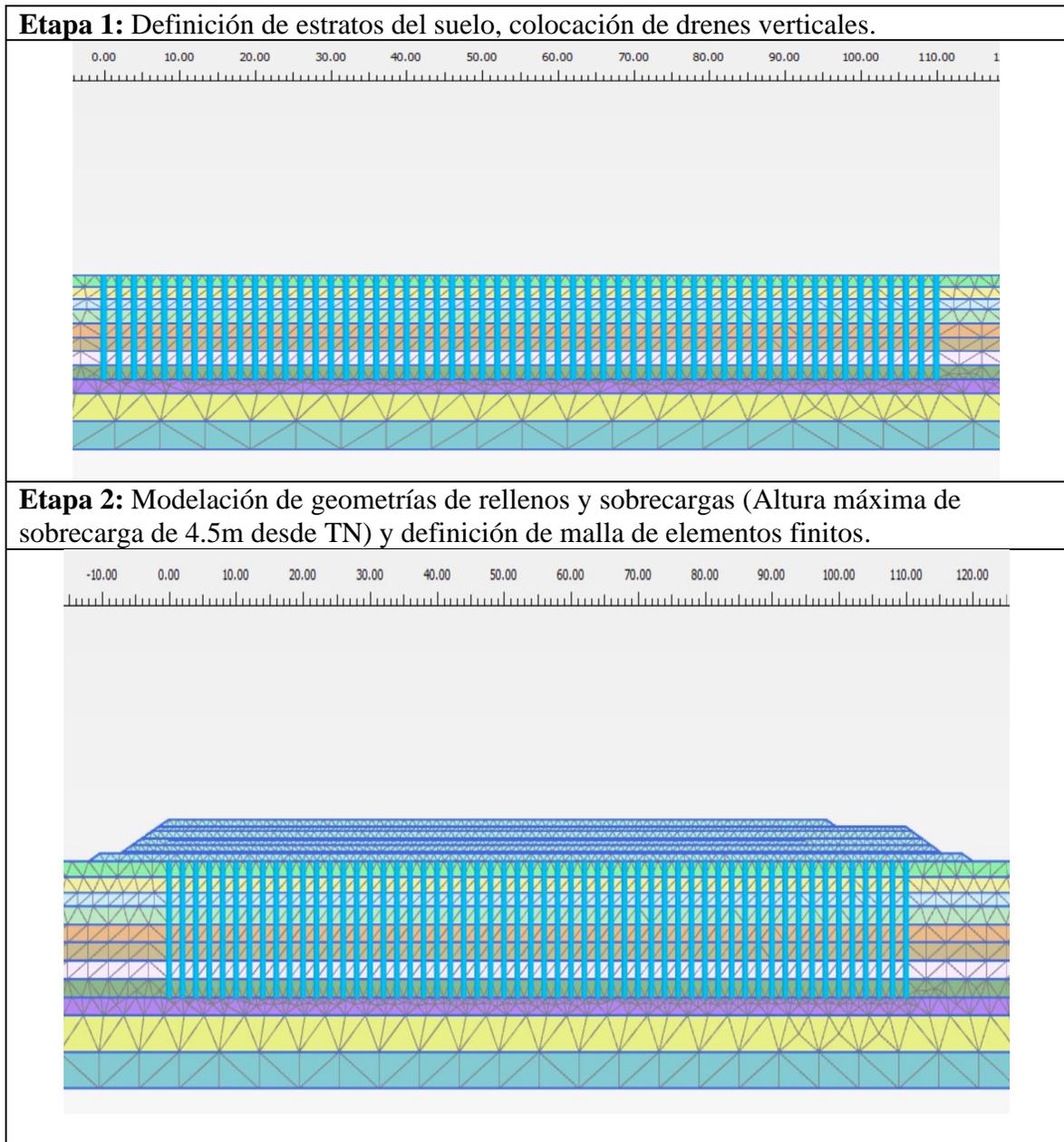
El proyecto considero el modelado tipo Plane Strain, ya que se la dimensión longitudinal es mucho mayor en relación con la dimensión transversal del corte, por lo cual no se recomienda para este proyecto un análisis axialsymetrico. El espacio de trabajo se definió para un área transversal de 400 m de ancho, una profundidad de 100 m y una altura de 50 m medidas desde el terreno natural, tal como se observa en la Figura 21

Figura 21. *Propiedades del proyecto definidas para el modelo geotécnico en PLAXIS 2D.*

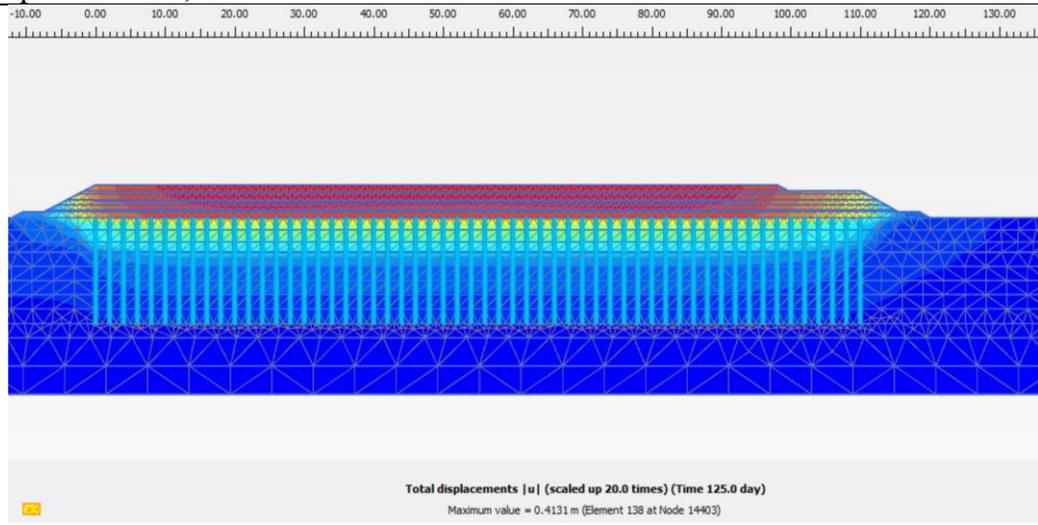


finitos con 44663 nodos y 5507 elementos. Finalmente se modela las fases constructivas y las de consolidación del proyecto: 1. Colocación de cargas de relleno y sobrecarga, 2. Consolidación del suelo durante el tiempo de espera de sobrecarga, 3. Colocación de cargas de proyecto y evaluación de asentamientos y esfuerzos hasta que se complete la consolidación primaria.

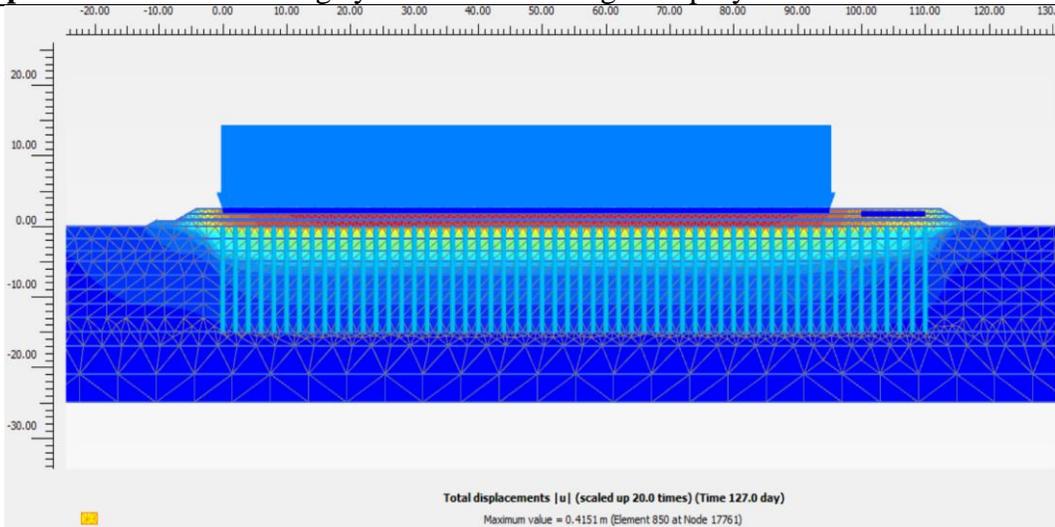
Tabla 8. Etapas de modelación numérica del proyecto Cubic.



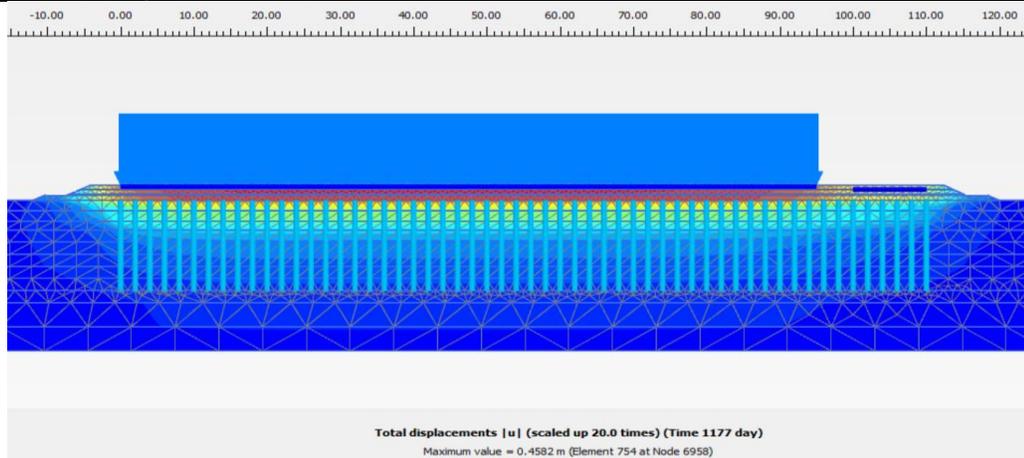
Etapa 3: Consolidación del suelo durante el tiempo de espera de sobrecarga (tiempo =125 días).



Etapa 4: Retiro de sobrecarga y colocación de cargas de proyecto.



Etapa 5: Consolidación del suelo hasta completar el 90% de la consolidación primaria del suelo, (tiempo:1177 días)

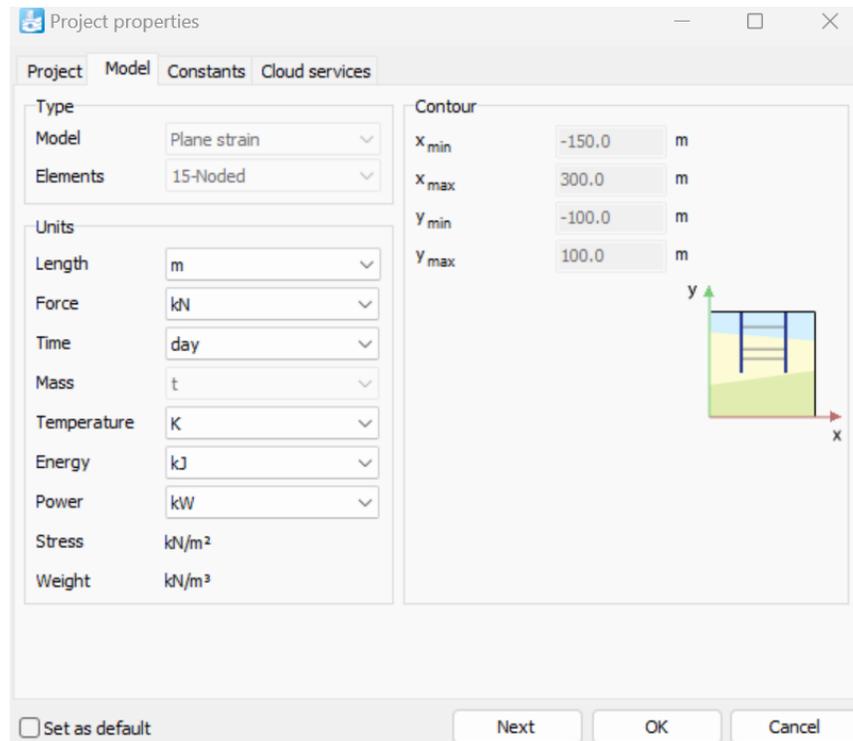


- **Proyecto Fertisa**

Similarmente al proyecto Cubic, se modelaron las fases constructivas del mejoramiento de suelos para el proyecto Fertisa siguiendo el historial de relleno y sobrecargas de la zona mostrada en la figura 46. Y considerando el modelado tipo Plane Strain.

El espacio de trabajo se definió para un área transversal de 450 m de ancho, una profundidad de 100 m y una altura de 100 m medidas desde el terreno natural, tal como se observa en la Figura 23

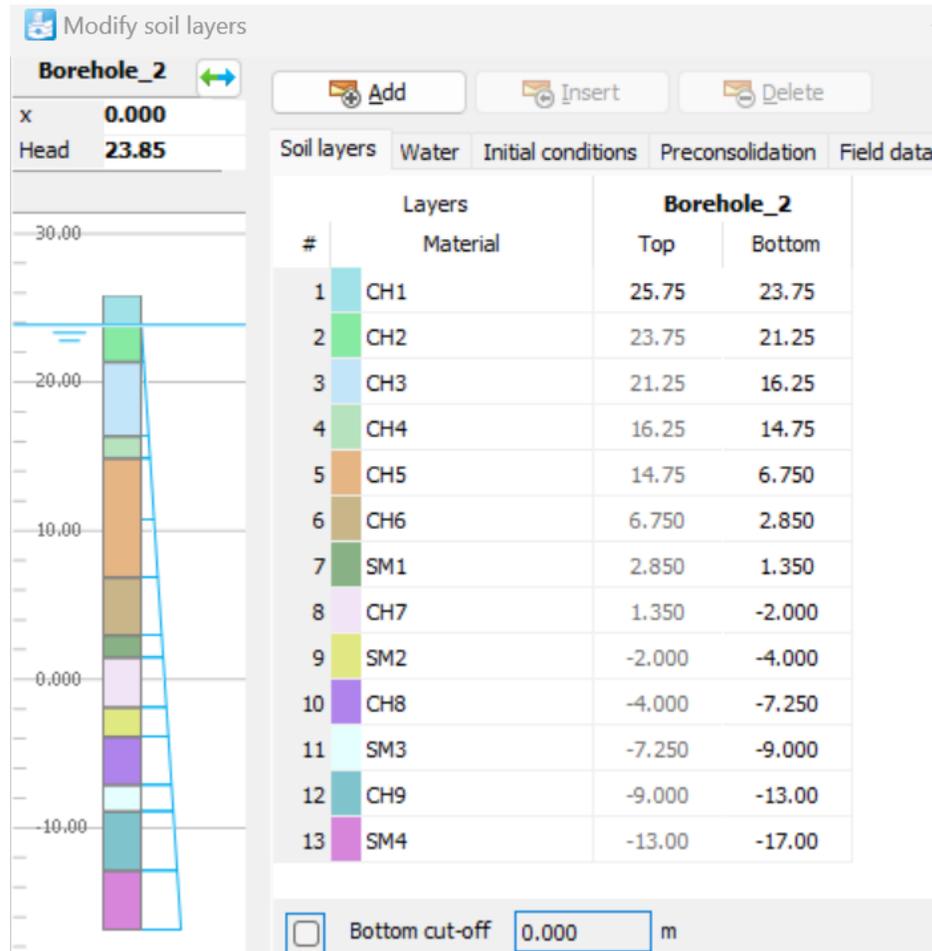
Figura 23. *Propiedades del proyecto definidas para el modelo geotécnico en PLAXIS 2D.*



Para la definición del perfil estratigráfico en el modelo, se definió un borehole o sondeo estratigráfico con los espesores y las propiedades geotécnicas de los estratos del suelo

definidos en la Figura 15 y tabla 7. En la Figura 24 se muestra la definición del nivel freático a una profundidad de 1.90 m.

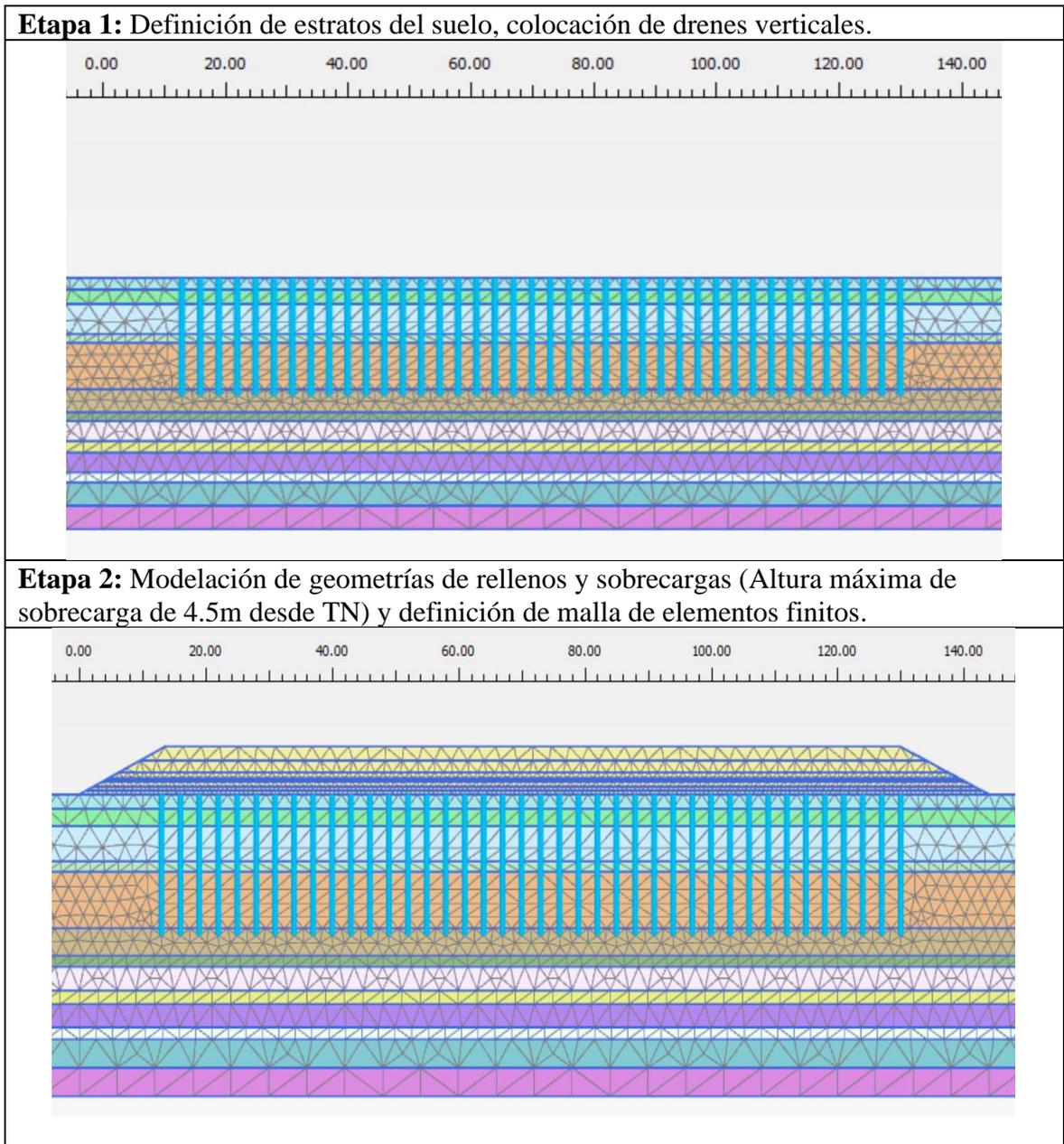
Figura 24. Definición de perfil estratigráfico para el modelo numérico en PLAXIS 2D.



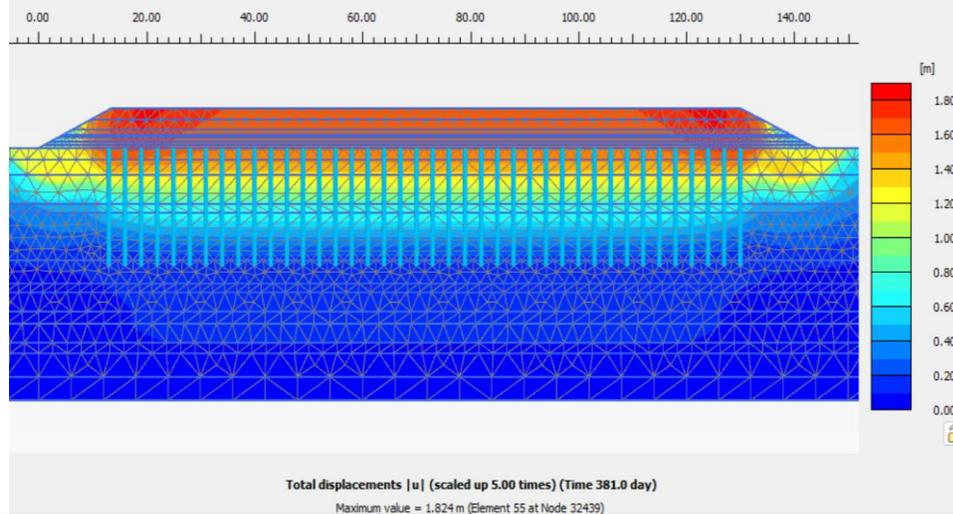
A continuación, en la Tabla 9 se muestra un resumen de las etapas modeladas del proyecto Fertisa. Siguiendo el mismo proceso del proyecto Cubic, inicialmente se definió los materiales geotécnicos usando los parámetros del modelo constitutivo Harding soil para suelos granulares y soft soil para suelos cohesivos, luego se graficó todos los elementos estructurales del modelo, incluyendo los drenes verticales, la geometría del relleno para definir la altura de la sobrecarga y las cargas del proyecto, posteriormente se definió la malla de elementos finitos con 57703 nodos y 7139

elementos. Finalmente se modela las fases constructivas y las de consolidación del proyecto: 1. Colocación de cargas de relleno y sobrecarga, 2. Consolidación del suelo durante el tiempo de espera de sobrecarga, 3. Colocación de cargas de proyecto y evaluación de asentamientos y esfuerzos hasta que se complete la consolidación primaria.

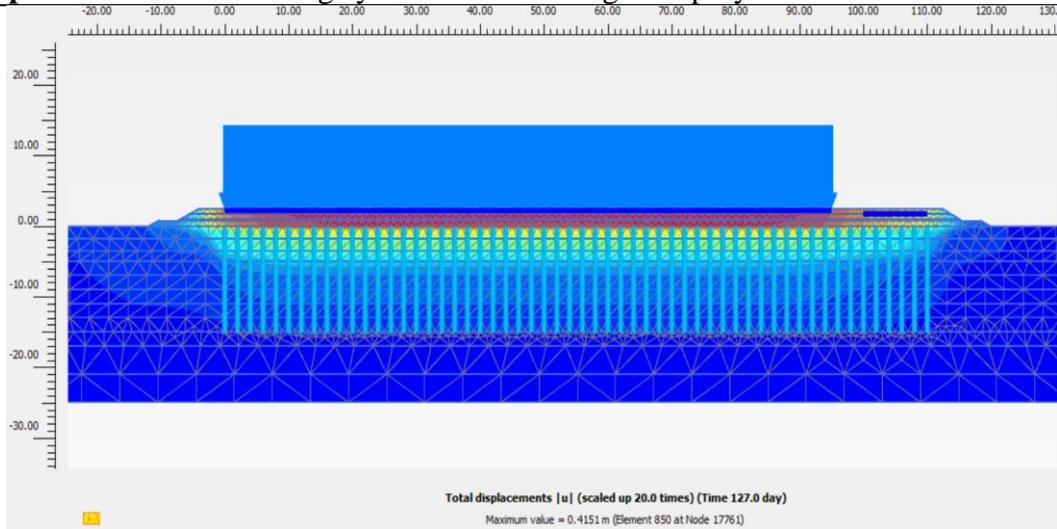
Tabla 9. Etapas de modelación numérica del proyecto Fertisa



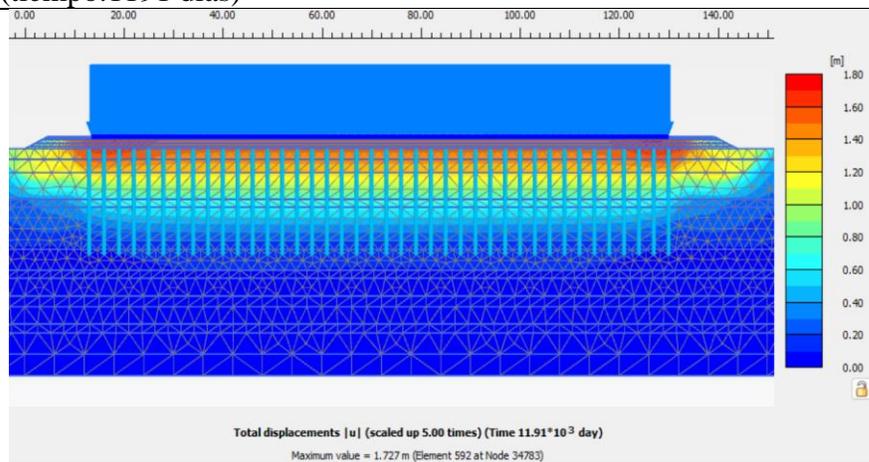
Etapa 3: Consolidación del suelo durante el tiempo de espera de sobrecarga (tiempo =125 días).



Etapa 4: Retiro de sobrecarga y colocación de cargas de proyecto.



Etapa 5: Consolidación del suelo hasta completar el 90% de la consolidación primaria del suelo, (tiempo:1191 días)



4.5. Calibración de los parámetros de los modelos constitutivos

Con la definición de las propiedades geotécnicas iniciales, obtenidas a partir de las correlaciones con los ensayos de laboratorio e in situ, se realizó los modelos constitutivos en ambos softwares, obteniéndose una primera aproximación de las curvas de asentamiento y presión de poros versus tiempo. Dichas graficas se compararon con los resultados del análisis topográfico de las placas de asentamiento y con los registros de los piezómetros. Del análisis se determinó que las curvas obtenidas de los modelos iniciales no eran congruentes con las curvas obtenidas del monitoreo, difiriendo en magnitud o en la tasa de consolidación.

Con el objetivo de conseguir una predicción realista de los asentamientos, se calibraron los parámetros geotécnicos de los modelos constitutivos hasta obtener una coincidencia entre las curvas de asentamientos y presión de poros versus tiempo entre los modelos y el monitoreo. Para los presentes casos de estudio, se modificaron los siguientes los parámetros geotécnicos:

- La velocidad de consolidación o su parámetro equivalente la permeabilidad.
- Esfuerzo de preconsolidación o su equivalente radio de sobreconsolidación del suelo OCR

La modificación de estos parámetros frente a otros parámetros de compresibilidad de suelo se debe principalmente a la dependencia entre la presión de preconsolidación del suelo y la tasa de deformación debido a la naturaleza viscoplástico elástica del suelo, y a las características anisotrópicas que presenta el suelo frente la permeabilidad y velocidad de consolidación, cuya predicción en campo, a veces no logra ser capturada en los ensayos in situ o ensayos de laboratorio realizados.

Baral. (2017) presenta el análisis de algunos casos de estudio de asentamiento de suelos blandos mejorados con drenes en Australia, llegando a la conclusión que el suelo blando posee un comportamiento de esfuerzo-deformación dependiente del tiempo debido a su naturaleza viscosa (Bjerrum, 1967), menciona que el modelo viscoplástico elástico usado en su estudio da mejores resultados en términos de asentamiento y presión de agua en los poros comparado con los datos de campo, aunque visualiza que el exceso de presión de poros en los casos analizados no se disipó hasta después de aproximadamente un año, luego de terminar la consolidación primaria, fenómeno que se debe principalmente al taponamiento biológico y químico de los piezómetros en suelos con presencia de sulfato ácido.

Investigando de manera más clara el comportamiento viscoplástico elástico del suelo blando, Baral (2017) utiliza el concepto de dependencia de la tasa de deformación con la presión de preconsolidación. Si se ensaya una muestra de suelo a pequeña escala en laboratorio, con una tasa de deformación más alta, se puede completar la consolidación en varias horas, mientras que la consolidación en el campo lleva mucho más tiempo. Esta disparidad se debe a las variaciones en la tasa de deformación entre el laboratorio y el campo. En este contexto, existe una relación única para cada tipo de suelo entre la tasa de deformación y la presión de preconsolidación. Para predecir con precisión la disipación del exceso de presión de poros y obtener un gráfico de asentamiento calibrado con la realidad, se debe convertir la presión de preconsolidación obtenida en el laboratorio para que sea congruente con los resultados de campo, basándose esencialmente en la tasa de deformación obtenida en campo.

Capítulo 5. Resultados

5.1. Resultados y análisis

5.1.1. Análisis de resultados de la modelación del proyecto Cubic con los parámetros geotécnicos iniciales y un mejoramiento de suelos con drenes y sobrecarga

Para la comparación de resultados se realizó un cálculo de los asentamientos en ambos modelos geotécnicos usando el análisis no lineal en el software de SETTLE 3D y el método de elementos finitos en el software de PLAXIS 2D, partiendo de las propiedades geotécnicas definidas en la Tabla 6.

La Figura 25 muestra el historial de esfuerzos en función del tiempo para la zona de cámaras y expedición, mientras que la Figura 30 presenta el historial para la zona de maquinarias y edificio administrativo. Los esfuerzos resultantes de la colocación de rellenos y cargas de proyecto se representan con una línea continua. Por otro lado, los esfuerzos modelados en SETTLE 3D y PLAXIS 2D se visualizan mediante líneas entrecortadas en colores rojo y azul, respectivamente

Es importante mencionar que las gráficas de esfuerzos vs tiempo del área de maquinarias no coinciden entre ambos modelos, ya que en SETTLE 3D se ubicó directamente la carga de 100 kPa sobre el área de la zapata, mientras que en PLAXIS al considerar un análisis tipo plane strain se modeló la carga equivalente para la zona en 25 kPa ($100 \text{ KPa} \cdot \text{Área Zapata} / \text{Área de la zona de maquinarias}$).

La Figura 26 muestra una gráfica de la presión de poros vs tiempo del piezómetro PZ-4 ubicado en la zona de cámaras, la Figura 28 muestra la misma grafica para el piezómetro PZ-2 ubicado en la zona de expedición y la Figura 31 para el piezómetro PZ-3 ubicado en la zona de maquinarias y edificio administrativo. En dichas graficas se observan en líneas entrecortadas la presión de poros vs el tiempo para los dos modelos geotécnicos

modelados debidamente identificados, mientras que en línea continua se muestra la presión de poros vs tiempo registrada por los piezómetros a 5.60 y 12.60 metros de profundidad. Se puede identificar que existen picos en los modelos geotécnicos y en las lecturas de los piezómetros coincidentes con la aplicación de cargas de rellenos y sobrecarga, mientras que, en los tiempos de espera entre la colocación de la sobrecarga y el retiro del material, se produce una disipación de la presión de poros.

Es importante resaltar que en la Figura 26, la Figura 28 y la Figura 31, se aprecia que para todos los piezómetros ubicados a 5.60 m de profundidad (PZ-A) la presión de poros no se logra disipar en su totalidad al final del tiempo de sobrecarga, esto debido a que la curva inicia en aproximadamente 45 kPa, pero termina en 55 kPa, teniendo una diferencia de 10 kPa. De manera similar, se puede observar que la curva de los piezómetros ubicados a 12.60 m (PZ-B) inician en 100 kPa y termina en aproximadamente 120 kPa, teniendo una diferencia de 20 kPa. Este fenómeno se debe principalmente a obstrucciones biológicas y químicas de los piezómetros por la presencia de sulfatos en el suelo.

Se observa en todos los piezómetros que los modelos geotécnicos de SETTLE y PLAXIS 2D son coincidentes. Sin embargo, no logran capturar el comportamiento de la gráfica de presión de poros vs tiempo registrado por los piezómetros, por ejemplo, los piezómetros que están a 5.60 m de profundidad registran menores magnitudes de presión de poros que las obtenidas en ambos modelos, mientras que para los piezómetros que están a 12.60 m de profundidad la lectura del piezómetro registra mayores magnitudes a las obtenidas en ambos modelos. Sin embargo, se visualiza que ambos modelos geotécnicos si terminan de disipar el exceso de presión de poros conforme se da el proceso de consolidación primaria. Llegando al mismo estado de presión de poros inicial.

La Figura 27, Figura 29 y Figura 32 muestra la gráfica de asentamientos vs tiempo obtenidos de los puntos de control de los modelos geotécnicos y de las lecturas de las placas de asentamiento que están sobre el área de cámaras, el área de expedición y el área de maquinarias y edificios administrativos respectivamente.

La Figura 27 muestra que los asentamientos registrados por las placas 9, 10, 12, 13, y 14 están en el orden de 32 a 40 cm. Mientras que La Figura 29 muestra que los asentamientos registrados por las placas 5 y 6 están en el orden de 35 cm. Y la Figura 32 muestra los asentamientos registrados por la placa 8, que están en el orden de 25cm. En líneas continuas se muestra las lecturas de placas de asentamiento y en líneas entrecortadas se observa los asentamientos obtenidos en los modelos geotécnicos. Se observa que la pendiente en la rama de compresión virgen y la velocidad de consolidación en ambos modelos es similar a la exhibida en las lecturas de las placas, y que la magnitud de asentamientos obtenidos en ambos modelos es semejante, sin embargo, las magnitudes de asentamiento registradas en la lectura de las placas son mayor a los asentamientos obtenidos en ambos modelos, lo que nos indica que se requiere calibrar las propiedades de del radio de sobreconsolidación del suelo, la permeabilidad y velocidad de consolidación.

Figura 25. Grafica de esfuerzo vs tiempo para la zona de cámaras y expedición

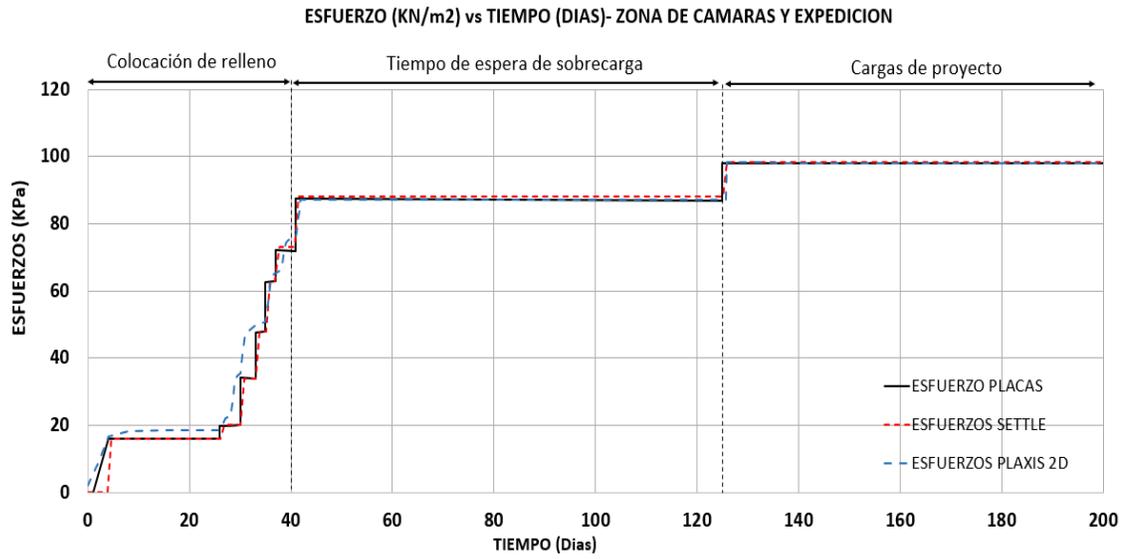


Figura 26. Grafica de presión de poros vs tiempo para la zona de cámaras-Piezómetro

Pz4

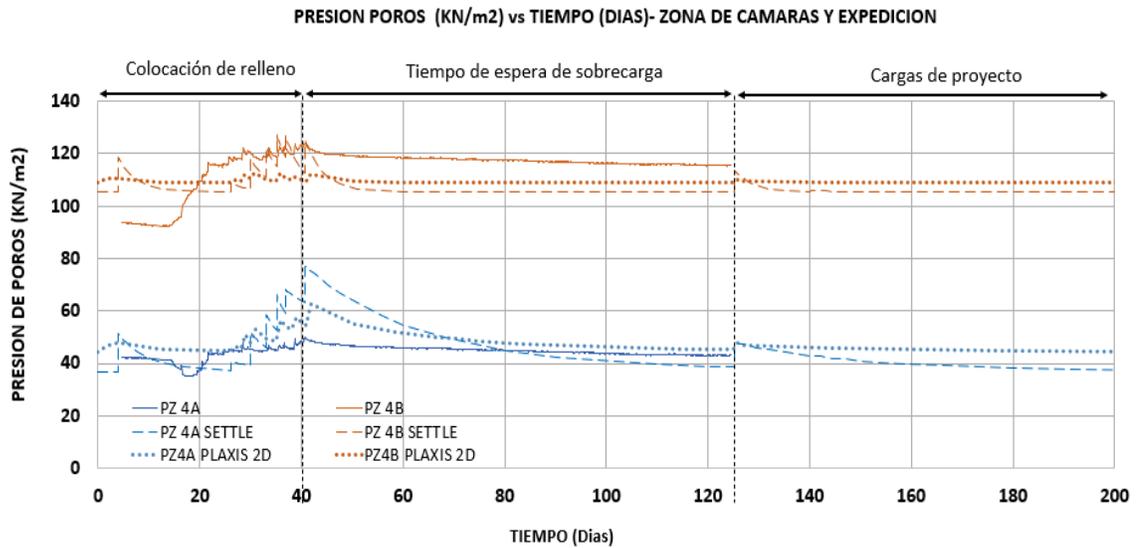


Figura 27. Grafica de asentamiento vs tiempo, zona de cámaras, Placas 9, 10, 12, 13, 14.

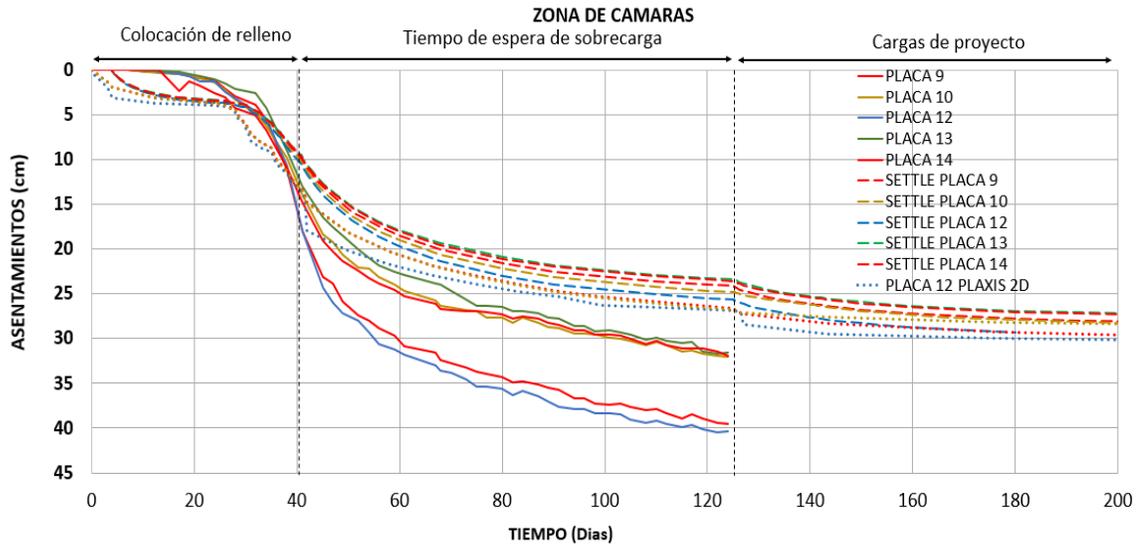


Figura 28. Grafica de presión de poros vs tiempo para la zona de expedición-Piezómetro

Pz2

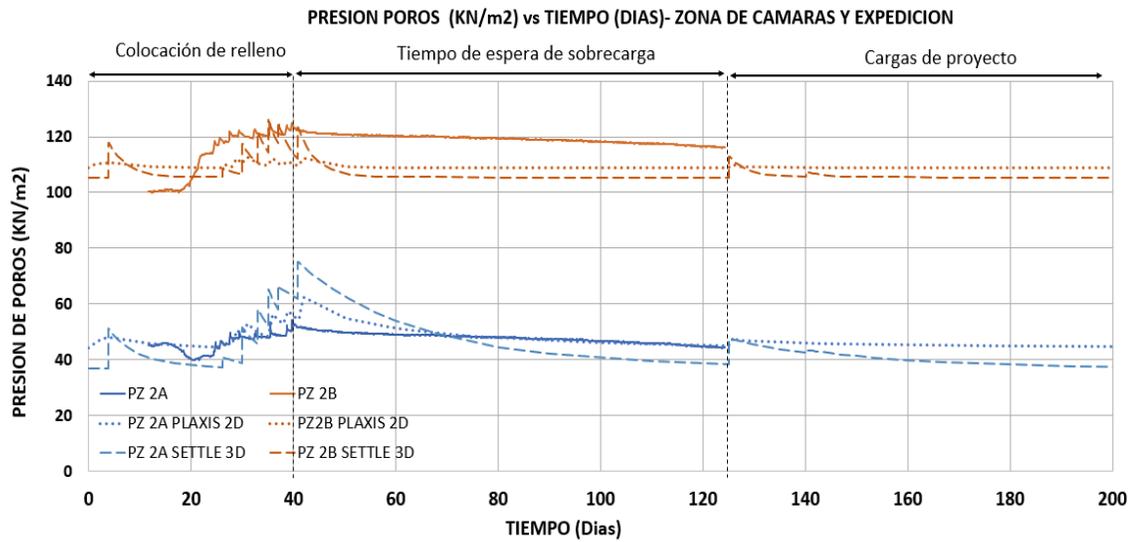


Figura 29. Grafica de asentamiento vs tiempo, zona de expedición- Placas 5 y 6.

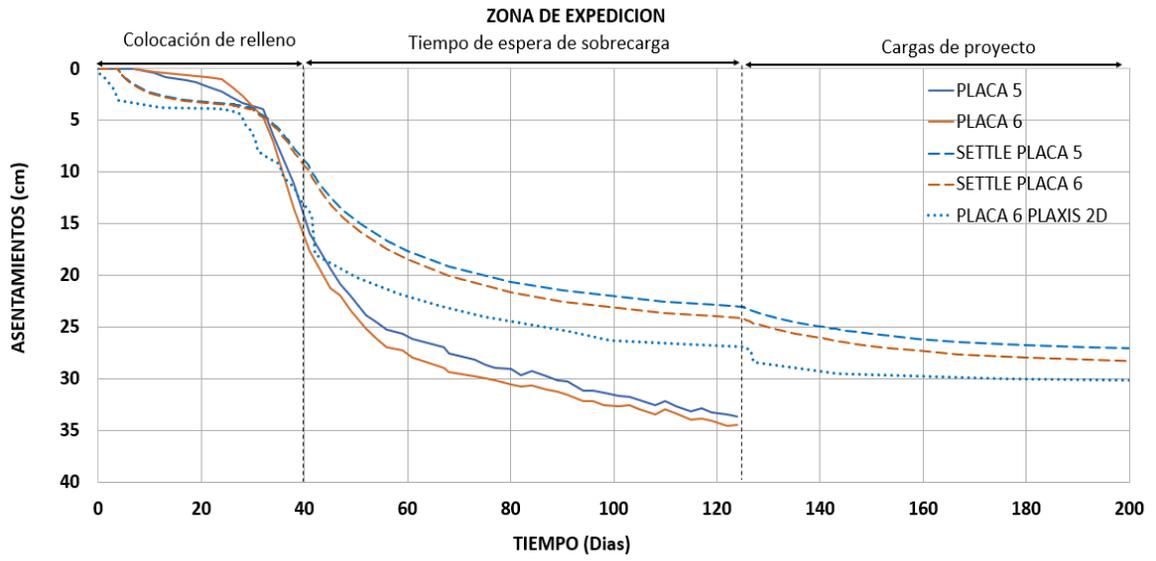


Figura 30. Grafica de esfuerzo vs tiempo, zona de maquinarias y edificio administrativo

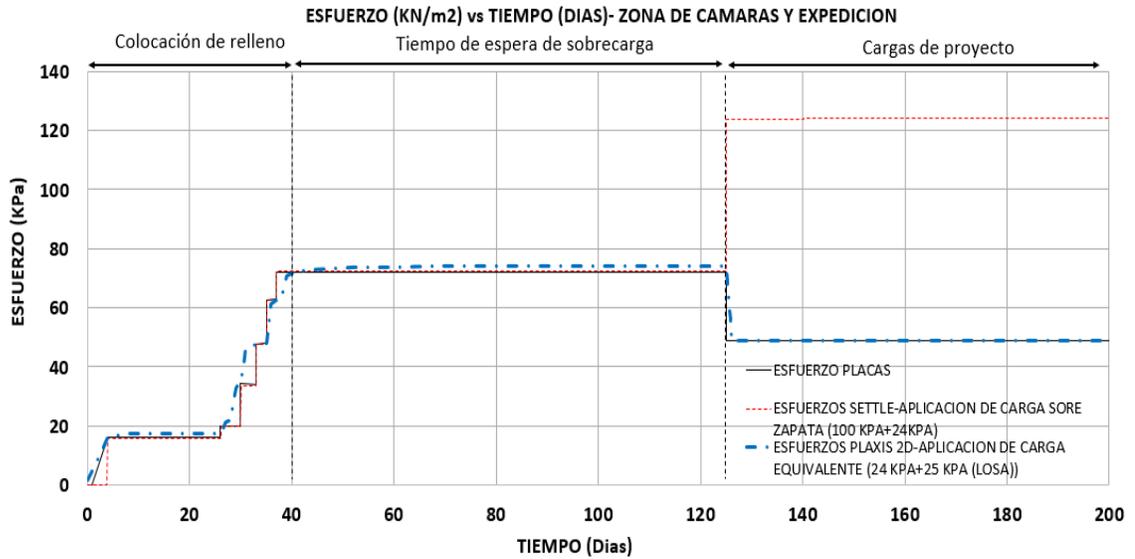


Figura 31. Grafica de presión de poros vs tiempo para la zona de maquinarias y edificio administrativo-Piezómetro Pz3

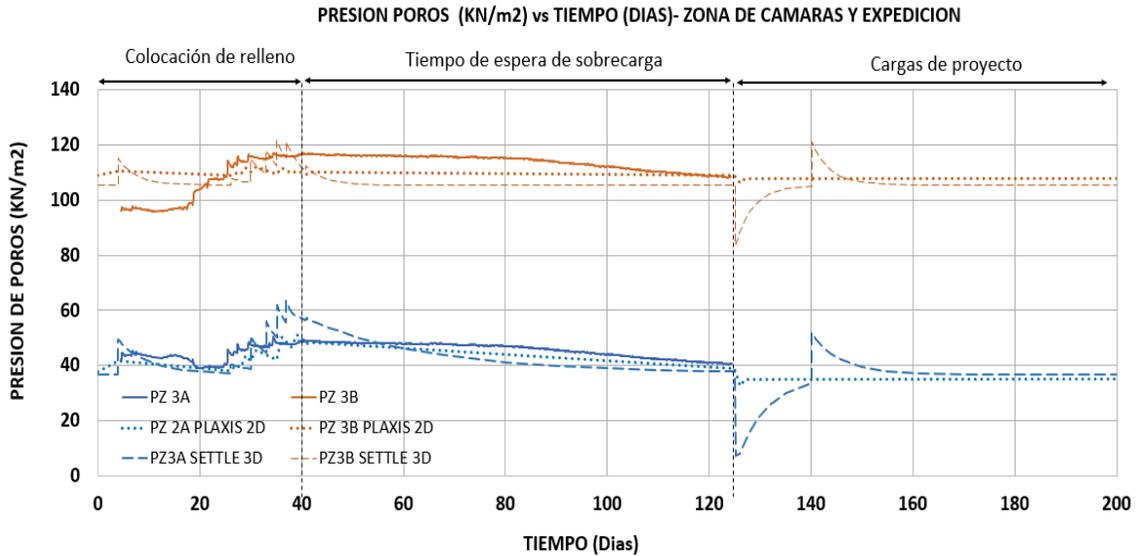
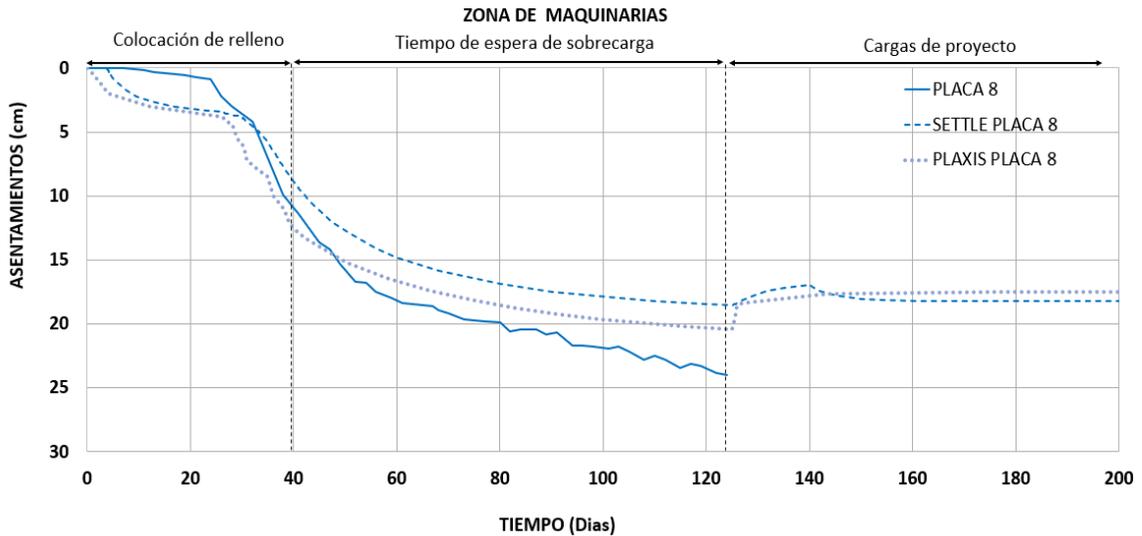


Figura 32. Grafica de asentamiento vs tiempo, zona de maquinarias y edificio administrativo- Placa 8



5.1.2. Análisis de resultados de la modelación del proyecto Cubic con los parámetros geotécnicos calibrados y un mejoramiento de suelos con drenes y sobrecarga

Después de analizar los resultados previos se fue calibrando las propiedades geotécnicas de modo que exista una equivalencia entre las curvas de tendencia de las gráficas de

asentamientos y presión de poros versus tiempo registradas en los monitoreos y las obtenidas con los modelos geotécnicos.

Las principales diferencias entre los modelos geotécnicos iniciales y luego de la calibración fue: el grado de consolidación C_v , el radio de sobreconsolidación OCR modelado y la permeabilidad planar horizontal y vertical. En 10 se resumen las propiedades geotécnicas calibradas con la data de las placas 10, 13, 14, 5, 6 y 8. Mientras que en la Tabla 11 se resumen las propiedades geotécnicas calibradas con la data de las placas 9 y 12.

Tabla 10. Propiedades geotécnicas calibradas con data de las placas 10, 13, 14, 5, 6 y 8

PROPIEDADES FINALES				PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD											PARÁMETROS DE RESISTENCIA-RIGIDEZ					
CAPA	Espesor	γ (KN/m ³)	Ko	Cc	Cr	e0	σ'_p (KPa)	OCR (SETTLE)	OCR (PLAXIS)	Cv (m ² /year)	Cvr (m ² /year)	Kv (m/dia)	Kvp (m/dia)	Khp (m/dia)	E50 (KPa)	σ' (KPa)	ϕ'	Su (KPa)	c' (KPa)	
CH	CH1	1.7	17	0.75	0.8	0.08	2.3	140	4	6	2.3	9.2	3.62E-04	6.16E-05	1.23E-04		18	35	40	4
	CH2	1.7	15	0.75	0.63	0.063	2.4	100	4	4	2.3	9.2	1.46E-04	2.49E-05	4.98E-05		34	30	25	2.5
	CH3	1.5	15	0.6	0.5	0.05	2	100	1.7	1.7	6	24	2.65E-04	4.52E-05	9.04E-05		44	33	25	2.5
	CH4	2	16	0.75	0.38	0.038	2	68	2	3	6	24	1.64E-04	2.80E-05	5.60E-05		54	35	50	5
	CH5	2	16	0.8	0.38	0.038	2	160	3	3	6	24	1.30E-04	2.22E-05	4.44E-05		68	33	40	4
	CH6	2	17	0.8	0.33	0.033	1.5	200	3	3	11	44	2.12E-04	3.61E-05	7.22E-05		80	35	60	6
	CH7	2	17	0.7	0.4	0.04	2	200	2.7	2.7	9	36	1.47E-04	2.51E-05	5.02E-05		95	30	60	6
	CH8	2	17	0.84	0.4	0.04	2	250	3	3	11	44	1.43E-04	2.43E-05	4.86E-05		120	30	70	7
	CH9	2	19	0.85	0.4	0.04	1	250	3	3	9	36	1.56E-04	2.65E-05	5.30E-05		135	34	70	7
SM	4	19	0.7										9.22E-05	1.57E-05	3.14E-05	34555	200	30		
CH10	4	19	0.7	0.6	0.06	0.9	250	4	4	5	20	9.22E-05	1.57E-05	3.14E-05		200	30	65	6.5	

Tabla 11. Propiedades geotécnicas calibradas con data de las placas 9 y 12

PROPIEDADES FINALES PLACA 12 y 9				PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD											PARÁMETROS DE RESISTENCIA-RIGIDEZ					
CAPA	Espesor	γ (KN/m ³)	Ko	Cc	Cr	e0	σ'_p (KN/m ²)	OCR (SETTLE)	OCR (PLAXIS)	Cv (m ² /year)	Cvr (m ² /year)	Kv (m/dia)	Kvp (m/dia)	Khp (m/dia)	E50 (KPa)	σ' (KPa)	ϕ'	Su (KPa)	c' (KPa)	
CH	CH1	1.7	17	0.75	0.8	0.08	2.3		4	4	2.3	9.2	3.62E-04	6.16E-05	1.23E-04		18	35	40	4
	CH2	1.7	15	0.75	0.63	0.063	2.4	100	2.4	4	2.3	9.2	1.46E-04	2.49E-05	4.98E-05		34	30	25	2.5
	CH3	1.5	15	0.6	0.5	0.05	2	100	1.7	1.7	6	24	2.65E-04	4.52E-05	9.04E-05		44	33	25	2.5
	CH4	2	16	0.75	0.38	0.038	2	68	1.7	3	6	24	1.64E-04	2.80E-05	5.60E-05		54	35	50	5
	CH5	2	16	0.8	0.38	0.038	2	160	3	3	6	24	1.30E-04	2.22E-05	4.44E-05		68	33	40	4
	CH6	2	17	0.8	0.33	0.033	1.5	200	3	3	11	44	2.12E-04	3.61E-05	7.22E-05		80	35	60	6
	CH7	2	17	0.7	0.4	0.04	2	200	2.7	2.7	9	36	1.47E-04	2.51E-05	5.02E-05		95	30	60	6

CH8	2	17	0.84	0.4	0.04	2	250	3	3	11	44	1.43E-04	2.43E-05	4.86E-05		120	30	70	7
CH9	2	19	0.85	0.4	0.04	1	250	3	3	9	36	1.56E-04	2.65E-05	5.30E-05		135	34	70	7
SM	4	19	0.7										9.22E-05	1.57E-05	34555	200	30		
CH10	4	19	0.7	0.6	0.06	0.9	250	4	4	5	20		9.22E-05	1.57E-05		200	30	65	6.5

A continuación, se muestran las gráficas del historial de esfuerzos para las zonas de cámaras y expedición en la Figura 33 y en la Figura 39 para la zona de maquinarias y edificio administrativo. Además, en las gráficas de la Figura 34 a la Figura 41, se visualiza las curvas de asentamientos y las gráficas de presión de poros versus tiempo, obtenidas con de la calibración de las propiedades geotécnicas de la Tabla 10 y Tabla 11.

Figura 33. Gráfica de esfuerzo vs tiempo para la zona de cámaras y expedición

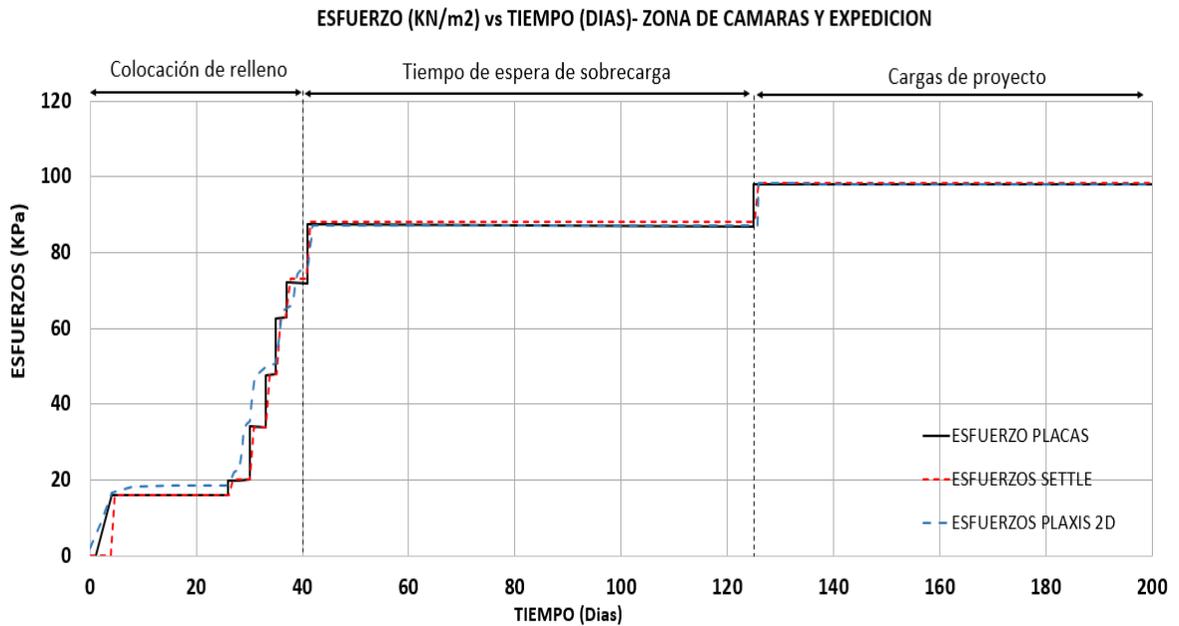


Figura 34. Grafica calibrada de presión de poros vs tiempo para la zona de cámaras-
Piezómetro Pz4

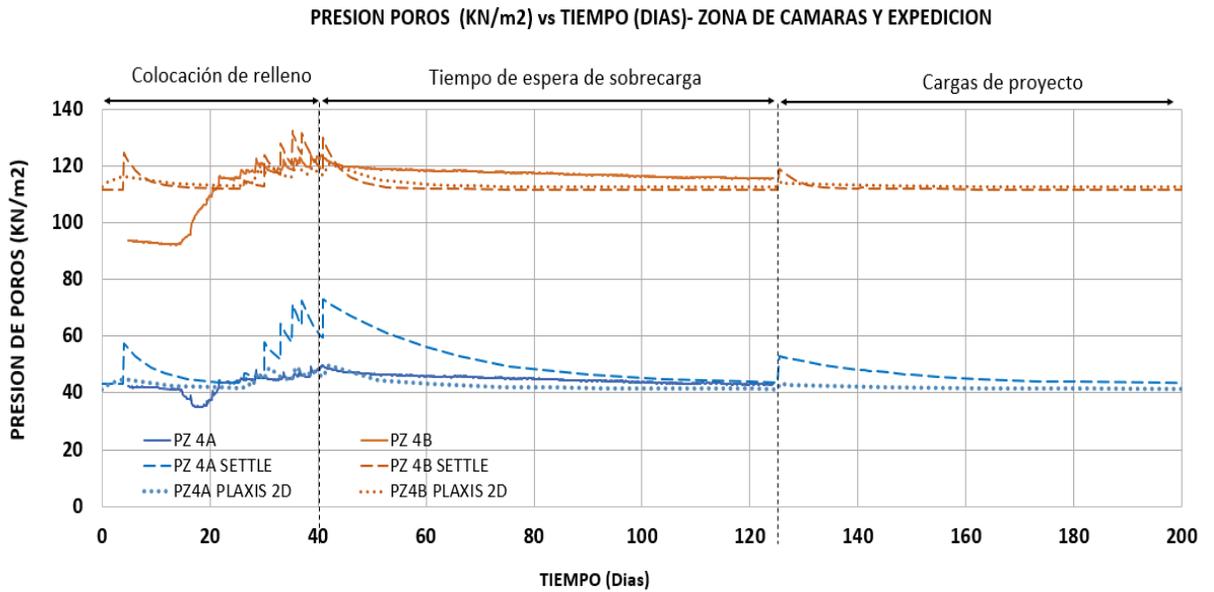


Figura 35. Grafica calibrado asentamiento vs tiempo, zona de cámaras -Placas 10,13, 14

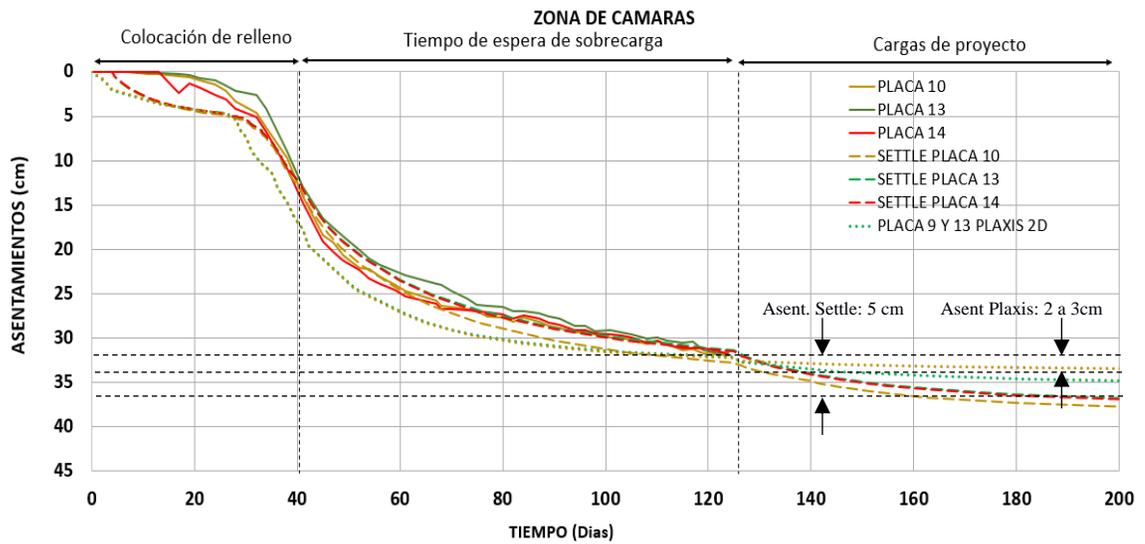


Figura 36. Grafica calibrada de asentamiento vs tiempo, zona de cámaras- Placa 9 y 12

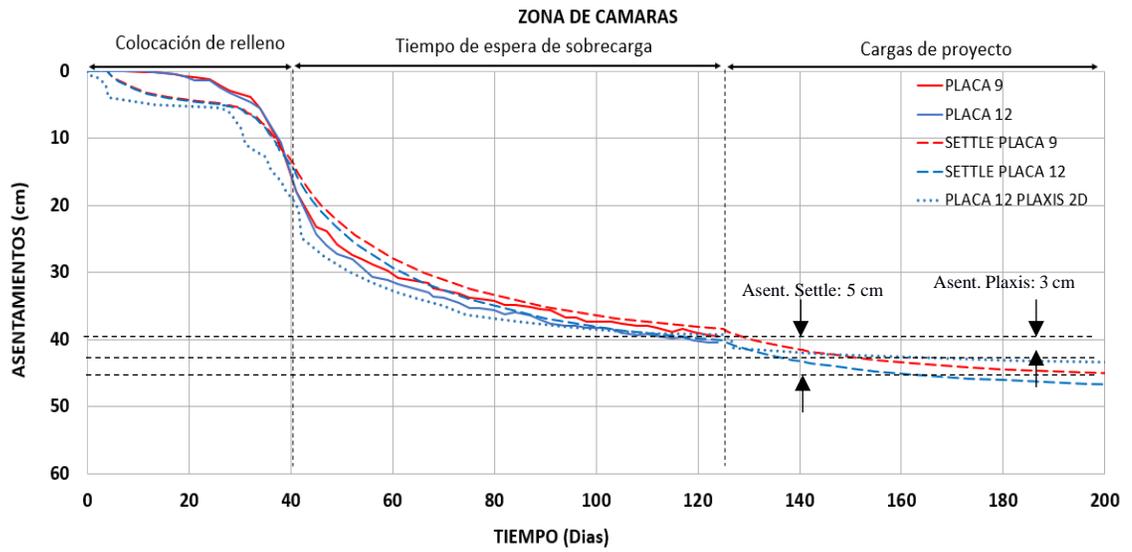


Figura 37. Grafica calibrada de presión de poros vs tiempo para la zona de expedición- Piezómetro Pz2

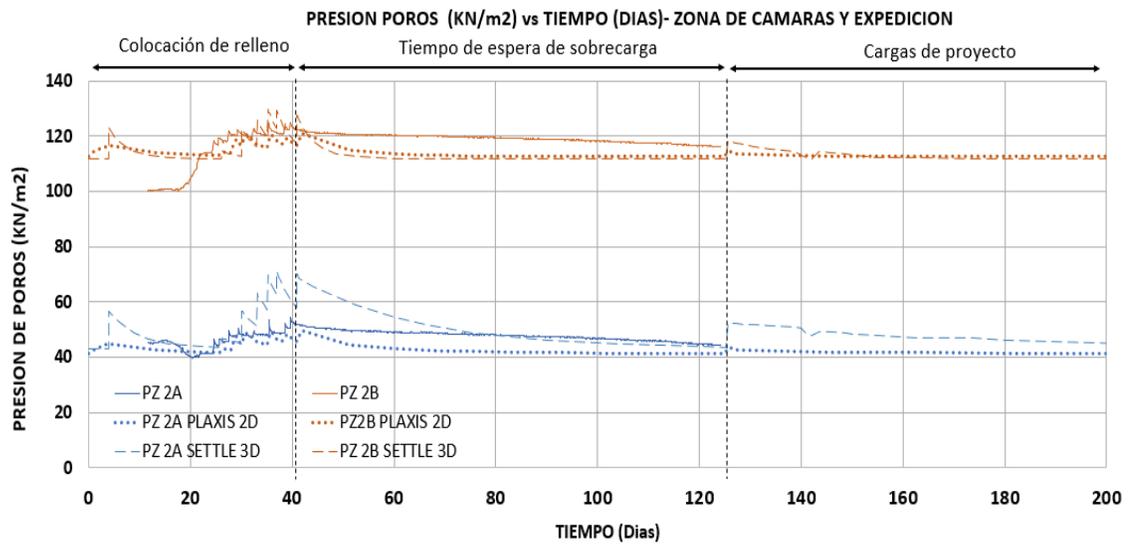


Figura 38. Grafica calibrada de asentamiento vs tiempo, zona de expedición- Placa 5 y 6

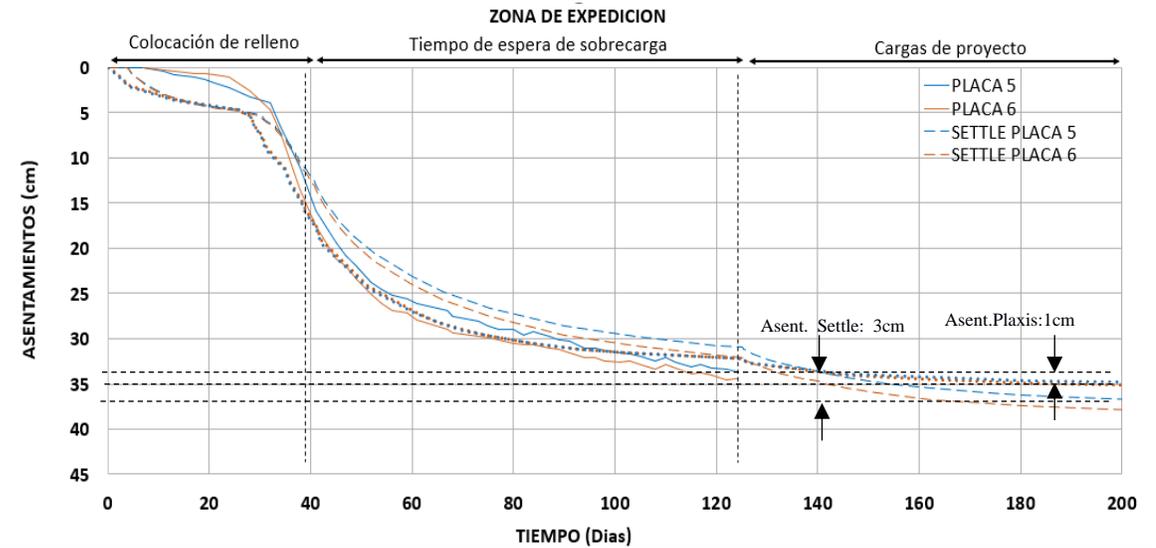


Figura 39. Grafica de esfuerzo vs tiempo para la zona de maquinarias y edificio administrativo

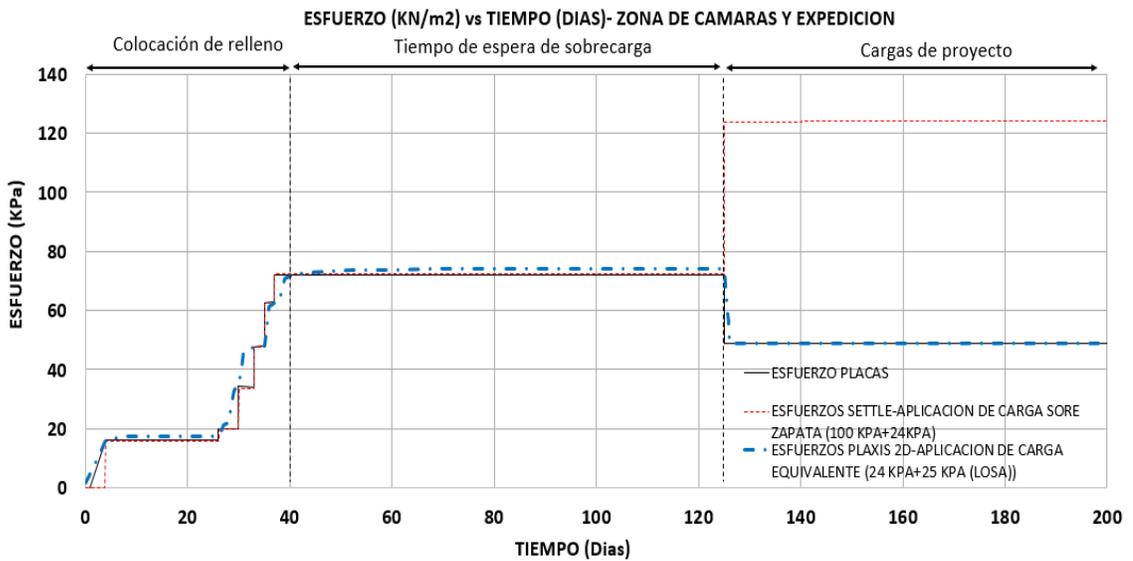


Figura 40. Grafica calibrada de presión de poros vs tiempo para la zona de maquinarias y edificio administrativo-Piezómetro Pz3

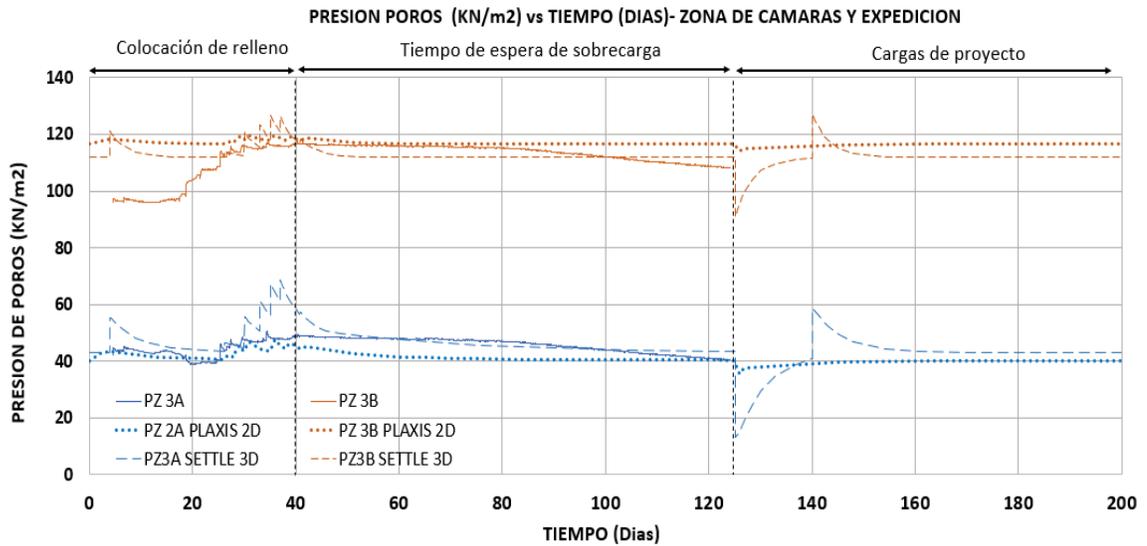
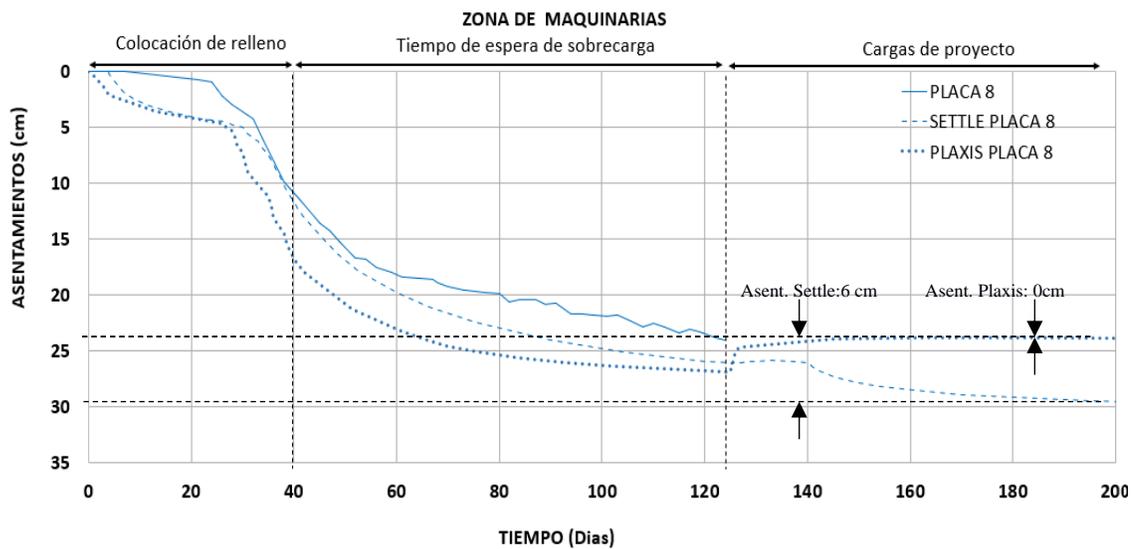


Figura 41. Grafica calibrada de asentamiento vs tiempo, zona de maquinarias y edificio administrativo- Placa 8



Se observó que, luego de la calibración del modelo constitutivo, los registros de las lecturas de los piezómetros siguen dando magnitudes de presión de poros diferentes a los cálculos de los modelos geotécnicos, aunque dicha variación se redujo en comparación con el modelo constitutivo con los parámetros iniciales. En los piezómetros situados a una

profundidad de 5.60 metros, los datos registrados durante el monitoreo coinciden con las predicciones del modelo, mientras que los registros de los piezómetros a una profundidad de 12.60 metros muestran una diferencia sustancial. Siendo más preciso el modelo de PLAXIS 2D al mostrar una mayor coincidencia entre la curva de presión de poros vs tiempo registrada por los piezómetros y la obtenida de este modelo, capturando de mejor manera la magnitud inicial, así como las magnitudes de los incrementos y disipaciones de la presión de poros en el tiempo. Este comportamiento puede estar relacionado con la variación en la definición del nivel freático y de los espesores que definen las capas de arcilla normalmente consolidadas adoptados en ambos modelos geotécnicos, a partir de la data de los ensayos de campo realizados, que son puntuales para la ubicación del ensayo, pero puede variar ligeramente en las zonas circundantes.

Del análisis de asentamientos obtenidos con el software PLAXIS 2D Y SETTLE 3D, luego de calibrar las propiedades geotécnicas, se determinó que ambos métodos dan una predicción de asentamientos similares a los obtenidos por el monitoreo, siendo ligeramente mayores las magnitudes del modelo PLAXIS 2D en el tramo de compresión primaria, mientras que el tramo de compresión secundaria son menores en comparación con el modelo de SETTLE 3D. Evidenciando que el modelo de PLAXIS 2D presenta un mejor comportamiento en la tendencia de la curva de asentamientos.

Se observa que al finalizar la consolidación primaria en las gráficas de asentamiento vs tiempo. De acuerdo con el análisis de las gráficas de asentamientos versus tiempo, se predice asentamientos totales del orden de 3 a 6 cm para el modelo de SETTLE 3D y del orden de 0 a 3 cm para el modelo de PLAXIS 2D. estos asentamientos se producen al momento de retirar la sobrecarga y colocar las cargas del proyecto, luego de 125 días desde

el inicio del proyecto, dichos asentamientos son permisibles de acuerdo con la normativa ecuatoriana (NEC 2015), que permite asentamientos totales máximos del orden de 10 cm para edificaciones medianeras y asentamientos diferenciales máximos expresados en función de la distancia entre apoyos (L) y del tipo de construcción, para este proyecto los asentamientos diferenciales permisibles de acuerdo con la NEC (2015) son de 0.5 cm.

5.1.3. Análisis de resultados de la modelación del proyecto Cubic con los parámetros geotécnicos calibrados y un mejoramiento de suelos con sobrecarga

Con el objetivo de desarrollar una evaluación comparativa, se analizó el caso que se hubiese considerado como mejoramiento de suelos la colocación de la precarga sin drenes verticales en la zona de cámaras y expedición se observa en la Figura 43 que se tendrían asentamientos totales del orden de 15 a 20 cm si se retirará la sobrecarga luego de 125 días desde el inicio de relleno, según el modelo de PLAXIS 2D. Estos asentamientos no son permisibles de acuerdo con la normativa ecuatoriana (NEC 2015), que permite asentamientos totales máximos del orden de 10 cm para edificaciones medianeras y asentamientos diferenciales máximos del orden de 0.5 cm para las condiciones de este proyecto.

Figura 42. Grafica de esfuerzo vs tiempo, zona de cámaras y expedición.

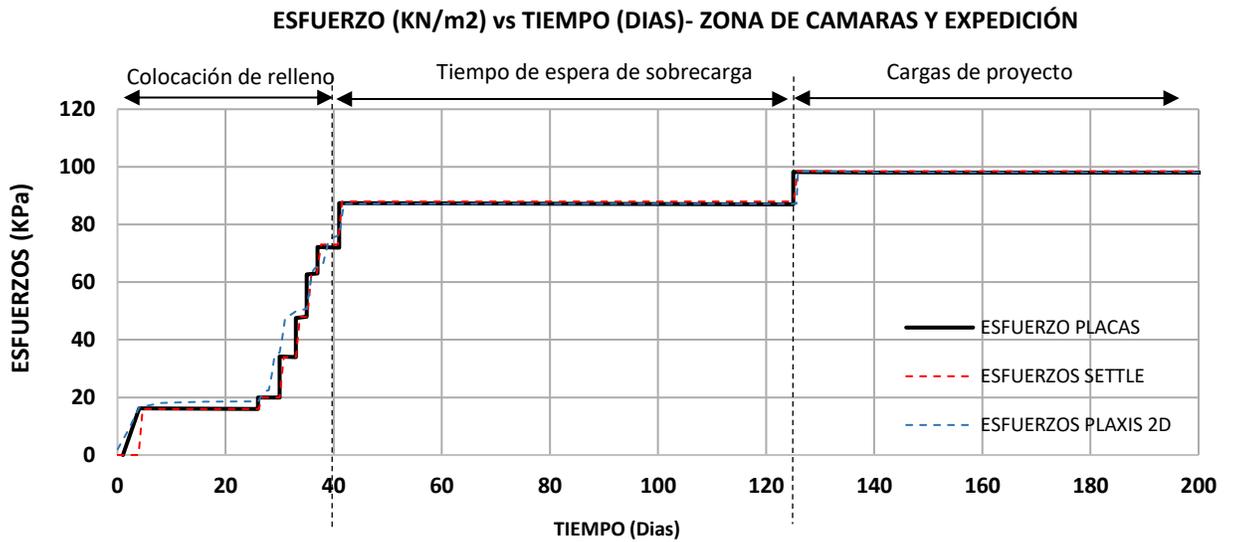
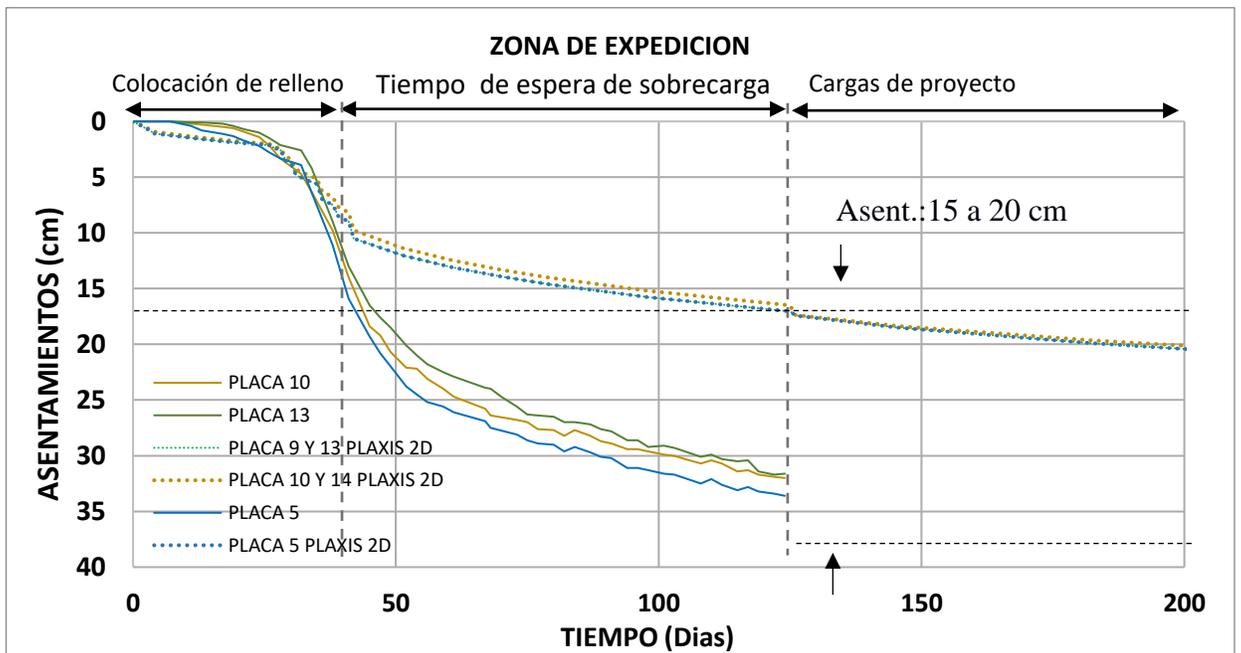


Figura 43. Grafica calibrada de asentamiento vs tiempo, zona de cámaras y expedición



Análogamente, considerando el mejoramiento de suelos sin drenes verticales, se debería esperar un periodo de 2000 días (66 meses= 5 años y medio) para que finalice el 90% de la consolidación, tal como se muestra en la Figura 44 y la Figura 45, con lo cual los asentamientos del proyecto serian despreciables.

Figura 44. Asentamientos vs tiempo, zona de cámaras y expedición, mejoramiento de suelo: precarga de 2,3 m

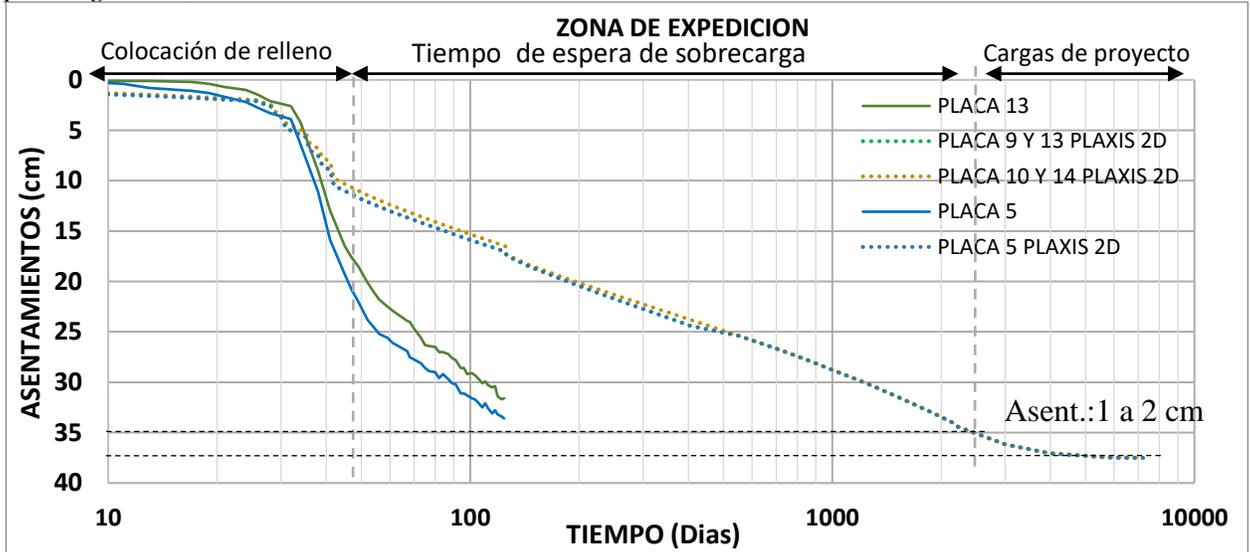
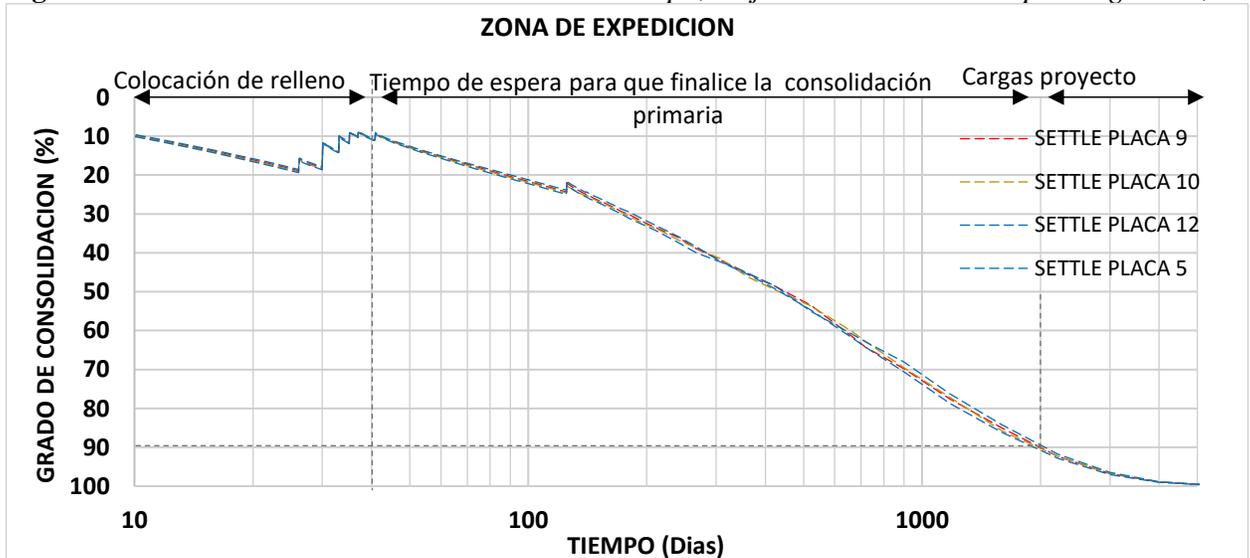


Figura 45. Grado de consolidación del suelo vs tiempo, mejoramiento de suelo: precarga de 2,3 m

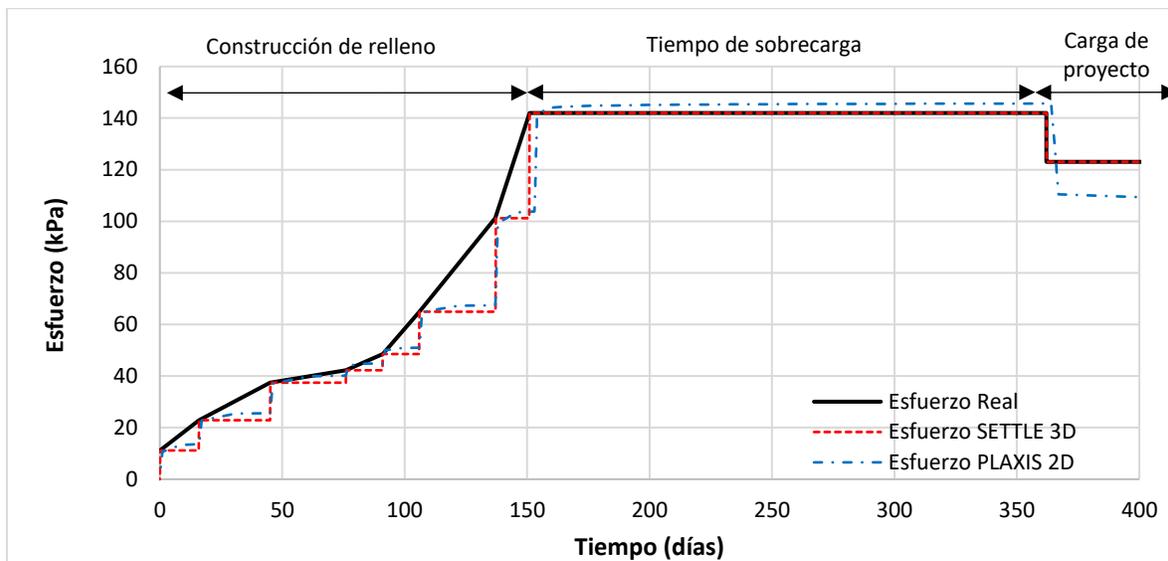


5.1.4. Análisis de resultados obtenidos de la modelación del proyecto Fertisa con los parámetros geotécnicos iniciales y un mejoramiento de suelos con drenes y sobrecarga

Una vez teniendo los parámetros necesarios para la modelación tanto en SETTLE 3D como en PLAXIS 2D, se realizó un modelo, en cada programa, considerando los parámetros presentados en la Tabla 7 – parámetros iniciales. De esta manera, se pudo

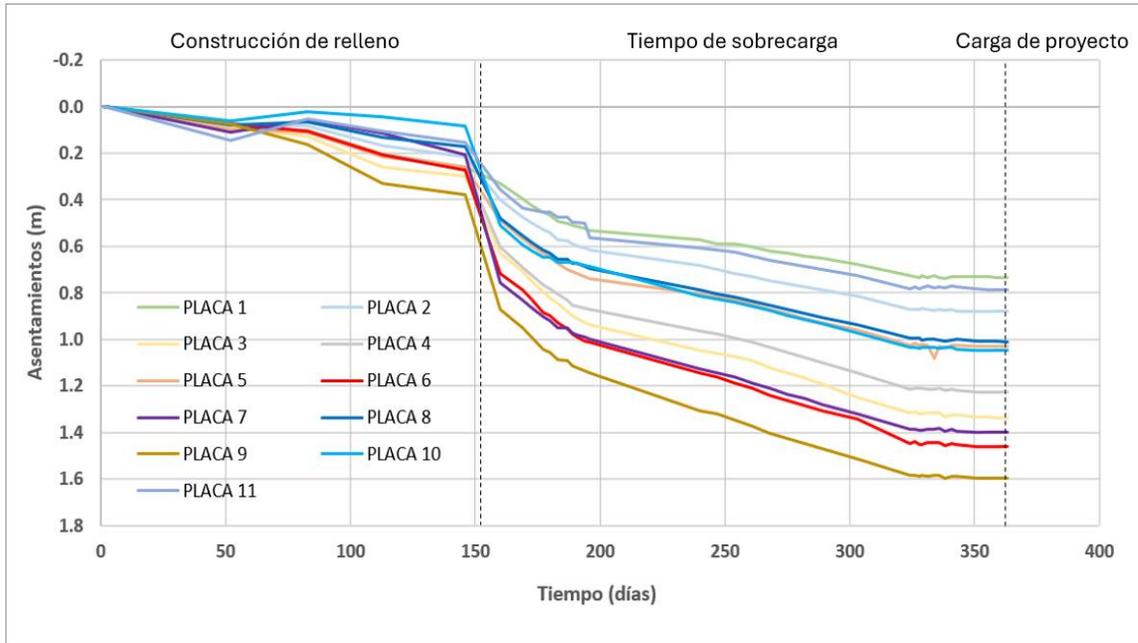
observar el comportamiento que describen los modelos previos al proceso de calibración. Se inició asegurando que el historial de esfuerzos sea el mismo o al menos bastante similar, de esta manera, aseguramos que el modelo responde al mejoramiento aplicado, en sincronía con las placas y los piezómetros. Se puede observar en la Figura 46 que el incremento de esfuerzos va aumentando de manera progresiva, a modo de escalones, en congruencia con el aumento de la sobrecarga en el terreno.

Figura 46. *Esfuerzo vs. Tiempo – Zona Fersal*



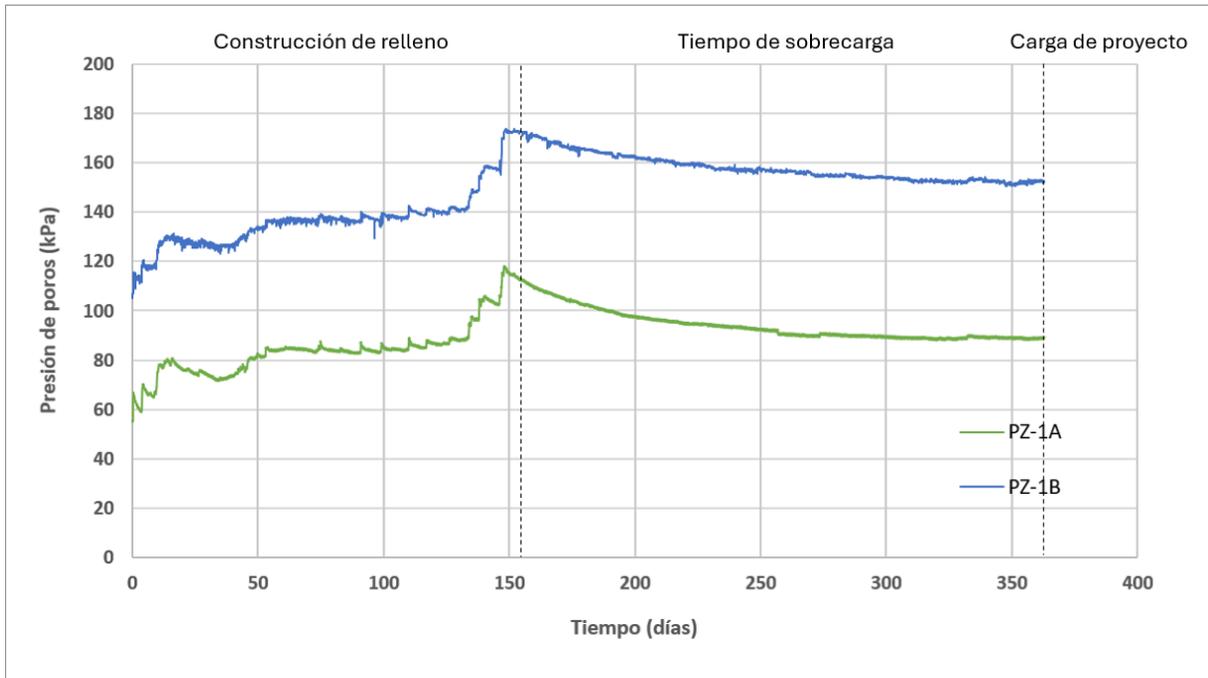
Al graficar las curvas de asentamiento medidas por las placas, se puede observar que algunas de las placas presentaron valores aberrantes, siendo estos valores no son coherentes con el asentamiento presentado por otras placas y la ubicación en la que se encuentran. Como se puede observar en la Figura 47, las placas 1, 2 y 11 presentan valores muy bajos, inferiores a 1 m, mientras que las placas 3, 7 y 9 presentan valores muy altos, en comparación con los de placas cercanas (5, 10 y 8) que estarían recibiendo los mismos esfuerzos, producto de su ubicación en el perímetro de la zona intervenida.

Figura 47. Asentamiento vs Tiempo – Zona Fersal



Al graficar los puntos obtenidos por los piezómetros se puede observar que el pico máximo de presión de poros coincide con la fecha de la colocación de la última capa del relleno. A partir de este punto, se evidencia el inicio de la disipación de poros y como la curva va decreciendo. Sin embargo, no es posible conocer las implicaciones, en la presión de poros, al agregar la carga de proyecto, pues cesa la toma de lecturas cuando inicia la construcción. Se puede apreciar, en la Figura 48, que para el caso del PZ-1A la presión de poros no se logra disipar en su totalidad al final del tiempo de sobrecarga, ya que esta curva inicia en aproximadamente 110 kPa, pero termina en 150 kPa, teniendo una diferencia de 40 kPa. Sin embargo, se puede observar que la curva PZ-1B inicia en 60 kPa y termina en aproximadamente 70 kPa, lo que implica que logro una mayor disipación. Esto puede deberse a las capas de arena que existen a mayor profundidad.

Figura 48. Presión de poros vs. Tiempo – Zona Fersal



Al crear los modelos en Settle 3D y en Plaxis 2D, con los parámetros determinados inicialmente, se puede observar que estos no logran capturar el comportamiento real del suelo. En la se puede notar que el modelo de Settle es el que presenta mayores variaciones con respecto al de Plaxis, que se asemeja más a lo obtenido en la placa. Así mismo, en la Figura 50 se evidencia que los resultados de disipación de poros no van acordes con lo medido por los piezómetros. Esto se puede deber a la utilización de correlaciones para la obtención de los parámetros de entrada de los programas, ya que, aunque las correlaciones son buenas, en la práctica estas pequeñas variaciones se van acumulando y generan resultados que subestiman la magnitud de los asentamientos en el suelo.

Figura 49. Asentamiento vs. Tiempo - Parámetros iniciales

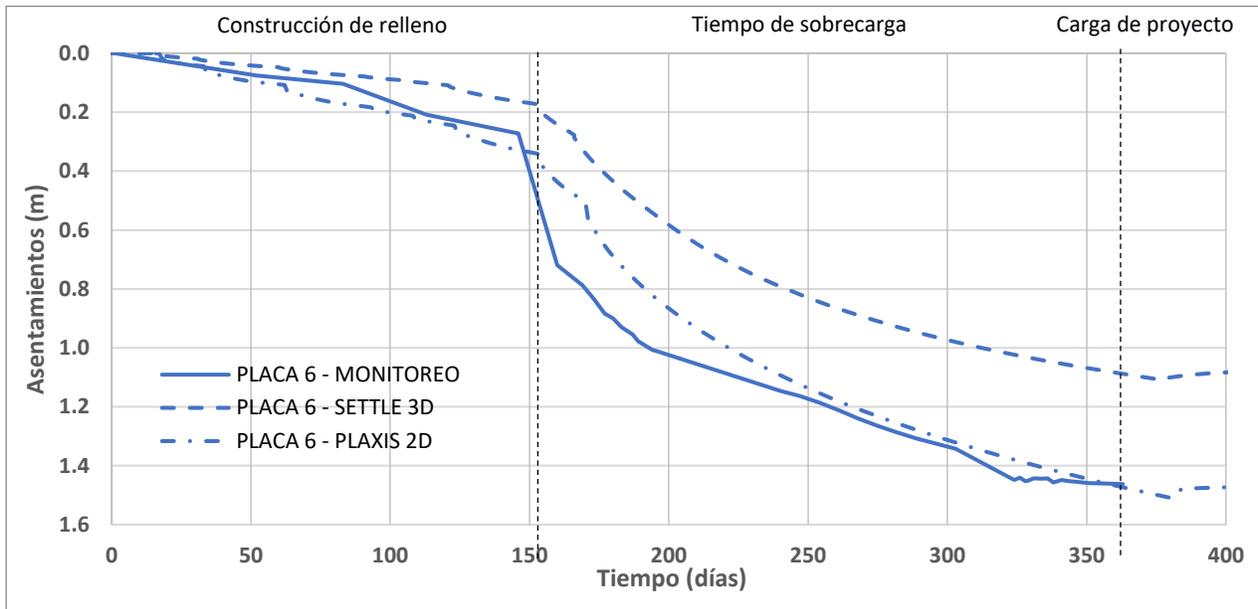
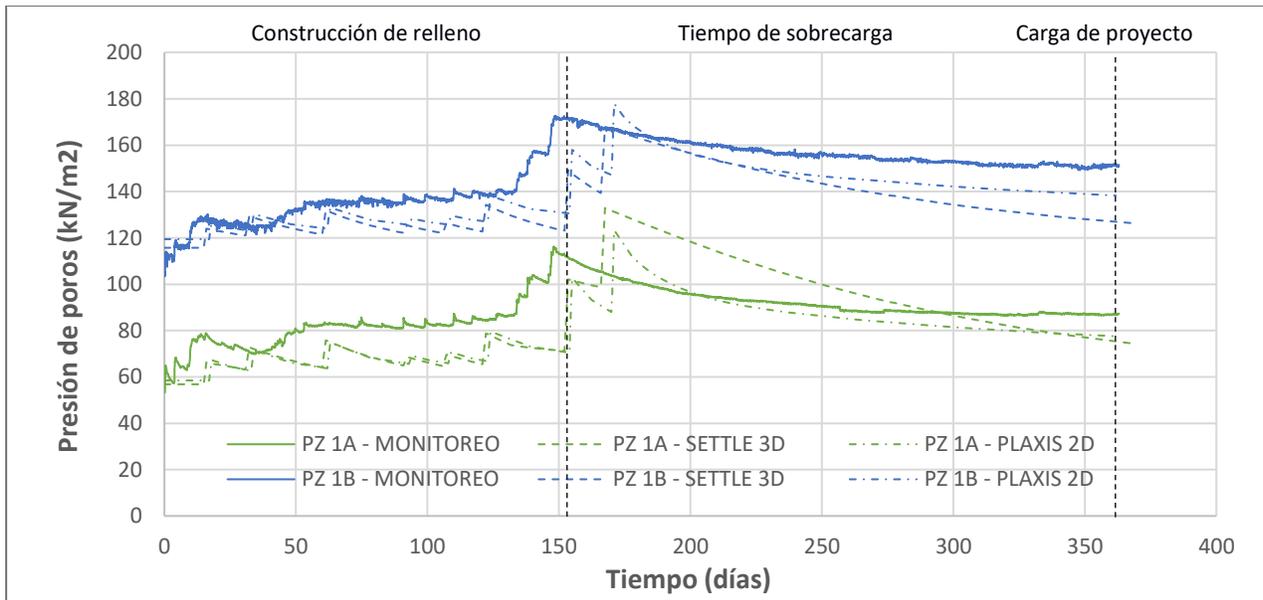


Figura 50. Presión de poros vs. Tiempo - Parámetros iniciales



5.1.5. Análisis de resultados de la modelación del proyecto Fertisa con los parámetros geotécnicos calibrados y un mejoramiento de suelos con drenes y sobrecarga

Para iniciar el proceso de calibración es necesario establecer un punto de referencia que permita evaluar el comportamiento de los suelos, producto de la variación de uno de

sus parámetros. Por este motivo y considerando lo antes mencionado, se consideró a la placa 6 – que no presenta valores aberrantes y coincide con la ubicación de los piezómetros – como punto referencial para la calibración de los modelos. De esta manera, se puede asegurar que la calibración consigue representar la conducta del suelo tanto en disipación de presión de poros como en asentamientos.

Debido a que el modelo de Soft Soil es sensible a los parámetros de entrada relacionados con el esfuerzo de preconsolidación (σ_c') – OCR o POP, dependiendo de cual se utilice – por lo que, estos fueron los parámetros que se alteraron para lograr calibrar los modelos. Como se puede observar en la Tabla 12, se cambiaron los valores de OCR para el estrato CH3 y CH4, en 0.2 y 0.1 puntos, respectivamente. Así también, los valores del coeficiente de consolidación se incrementaron para el caso de las primeras capas, ya que los ensayos de SPT y CPT no permiten realizar correlaciones que brinden resultados más cercanos a la realidad.

Tabla 12. Propiedades geotécnicas calibradas – Proyecto Fertisa

PROPIEDADES FINALES				PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD										PARÁMETROS DE RESISTENCIA-RIGIDEZ				
CAPA	Espesor	γ (KN/m ³)	Ko	Cc	Cr	e0	$\sigma' p$	OCR	Cv (m ² / year)	Cvr (m ² / Year)	Kv (m/día)	Kvp (m/día)	Khp (m/día)	E50 (KPa)	σ' (KPa)	ϕ'	Su (KPa)	c' (KPa)
CH1	2	18	1	0.6	0.06	1.3	19	5	10	40	0.0481	0.001	0.002		19	40	50	5
CH2	2.5	16	0.8	1.2	0.12	2.2	36	3	10	40	0.0037	8E-05	0.0002		36	25	30	5
CH3	5	15.5	0.6	1.5	0.14	2.5	54	1.4	2	8	0.0006	1E-05	2E-05		54	20	25	3
CH4	1.5	17	0.7	1.3	0.13	2	72	1.7	10	40	0.0021	4E-05	9E-05		72	25	36	2.5
CH5	8	16.5	0.6	1.4	0.14	2.5	94	1.3	2.5	16	0.0004	8E-06	2E-05		94	25	38	3.6
CH6	3.9	19	1	0.25	0.025	1	145	5	80	160	0.0024	5E-05	0.0001		145	35	250	3.8
SM1	1.5	17.5	1				193				0.0145	0.0006	0.0012	82,000	176	38		
CH7	3.35	18	1	0.2	0.02	1	209	5	80	160	0.0015	3E-05	6E-05		193	35	300	40
SM2	2	15.7	1				236				0.0145	0.0006	0.0012	86,000	209	37		
CH8	3.25	18.5	0.9	0.25	0.025	2	257	5	80	160	0.0015	3E-05	6E-05		236	30	330	30
SM3	1.75	19	0.9				268				0.0145	0.0006	0.0012	100,000	257	37		
CH9	4	19	1	0.3	0.03	1	268	5	80	160	0.0016	3E-05	7E-05		268	35	330	33
SM4	4	19	0.4				306				7.8814	0.3305	0.6611	100,000	306	37		

Como se puede observar en la Figura 51 los modelos presentan ligeras variaciones al describir el comportamiento del suelo durante la fase de construcción del relleno. Sin embargo, una vez se inicia el periodo de consolidación, los modelos logran capturar el proceso de disipación de presión de poros, y con este el asentamiento. lo cual se evidencia de mejor manera en la Figura 52.

Figura 51. Asentamiento vs. Tiempo - Parámetros calibrados

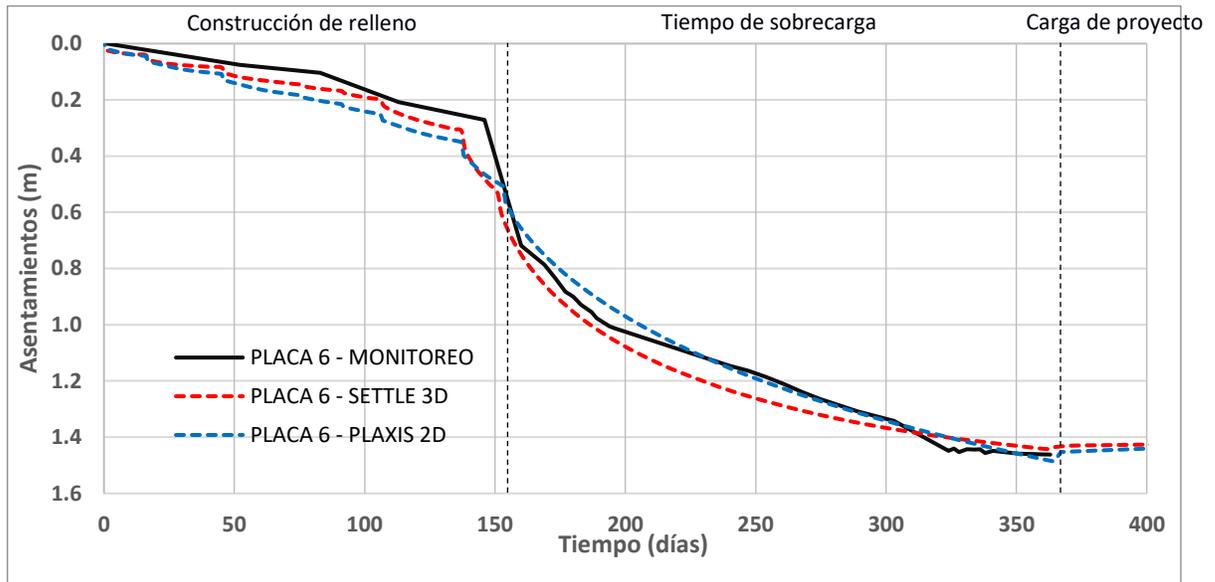
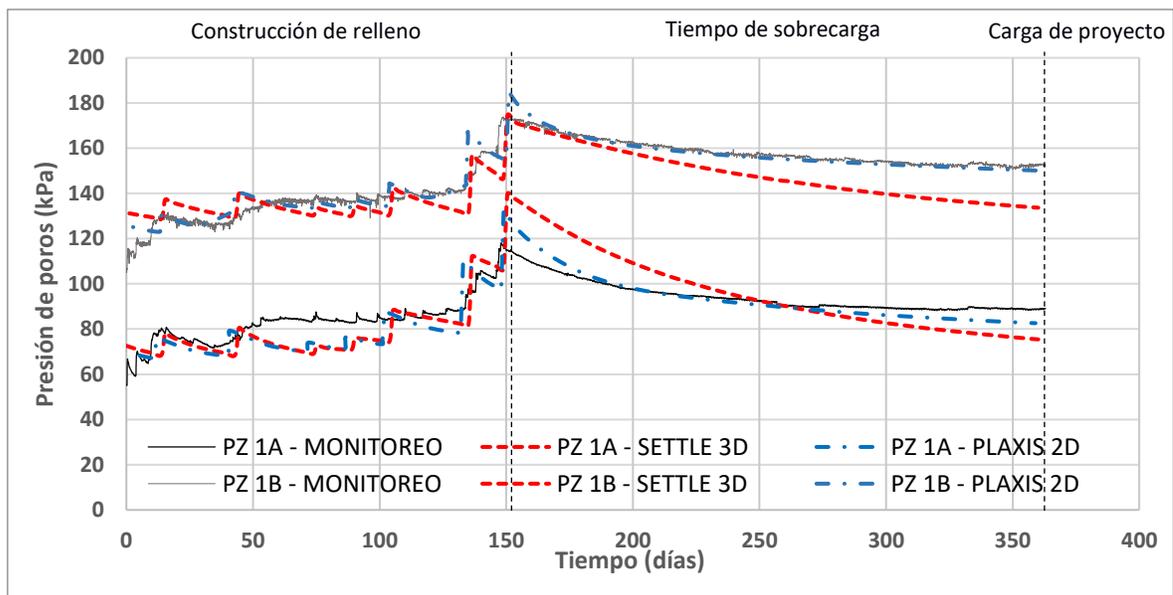


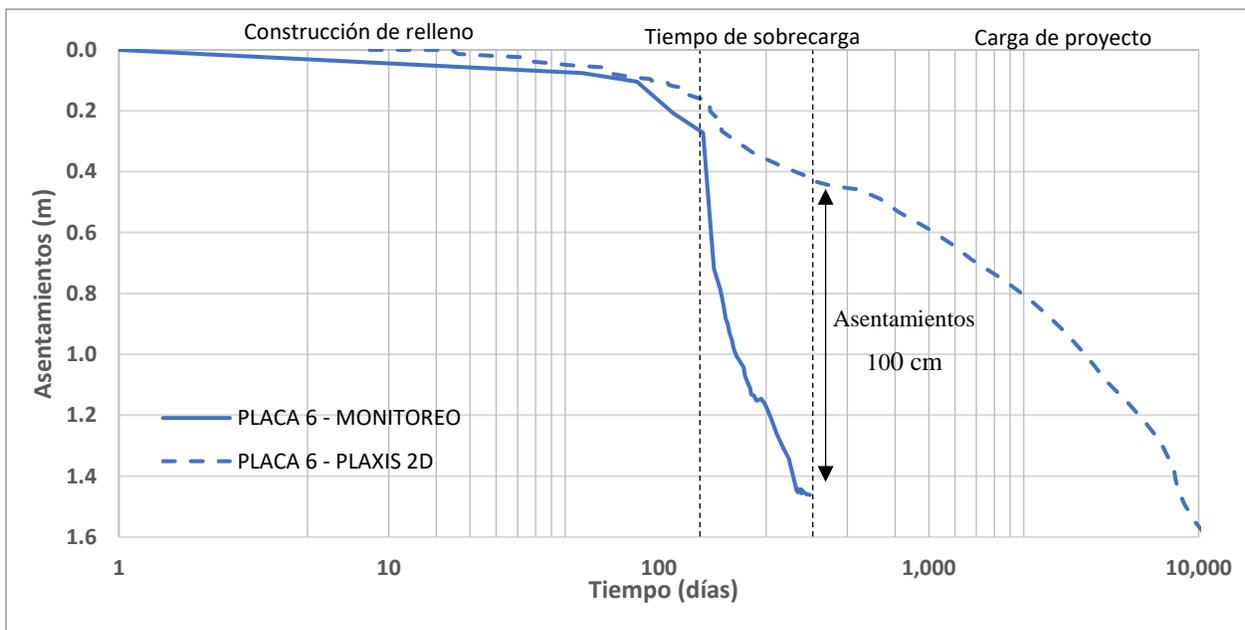
Figura 52. Presión de poros vs. Tiempo - Parámetros calibrados.



5.1.6. Análisis de resultados de la modelación del proyecto Fertisa con los parámetros geotécnicos calibrados y un mejoramiento de suelos con sobrecarga

Con el fin de conocer las implicaciones de la utilización de drenes verticales durante el proceso de consolidación, se realizó un modelo en PLAXIS 2D con los parámetros calibrados, modelando únicamente la colocación de la sobrecarga sin drenes en el área, de esta manera, aseguramos que el resultado sea lo más próxima a la realidad posible.

Figura 53. Asentamiento vs. Tiempo - Parámetros calibrados – Sin drenes verticales



Como se puede observar en la Figura 53, la aplicación de drenes verticales reduce significativamente el tiempo de la consolidación; de manera que, optimiza el proceso de disipación del exceso de presión de poros reduciendo la trayectoria que debe recorrer el agua. Sin embargo, se puede observar que al inicio de la curva – durante el proceso de relleno – el comportamiento descrito por el suelo en ambas circunstancias es similar. Por lo que la mayor incidencia se presenta después, durante el tiempo de espera de la sobrecarga y la carga del proyecto.

Del análisis se determinó que, si se aplicará únicamente la sobrecarga sin drenes, se tendrían asentamientos totales del orden de 100 cm si se retirará la sobrecarga luego de 364 días (fecha en que se retiró la sobrecarga por la presencia de drenes). Estos asentamientos no son permisibles de acuerdo con la normativa ecuatoriana (NEC 2015), que permite asentamientos totales máximos del orden de 10 cm para edificaciones medianeras y asentamientos diferenciales máximos del orden de 0.5 cm para las condiciones de este proyecto.

Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones

6.1. Conclusiones

La modelación numérica del problema analizado se llevó a cabo utilizando el modelo constitutivo Harding Soil para suelos granulares y el modelo Soft Soil para suelos cohesivos. Los modelos constitutivos fueron definidos inicialmente considerando los valores geotécnicos promedio, los cuales se estimaron a partir de los datos obtenidos de los ensayos CPT y SPT, además de los resultados de los ensayos de consolidación, disipación y límites de Atterberg.

Del análisis de asentamientos y presiones de poros obtenidos con el software PLAXIS 2D y Settle 3D con el primer modelo constitutivo definido considerando los valores geotécnicos promedio, se observó que no existía un buen ajuste entre la curva de presión de poros registradas por los piezómetros y las obtenidas con los modelos, adicional para la curva de asentamientos las magnitudes obtenidas en los modelos dieron resultados mucho menores a los asentamientos obtenidos en el monitoreo. Por lo que se tuvo que calibrar las propiedades geotécnicas de compresibilidad del suelo, con el fin de obtener una mejor correlación con las curvas reportadas por el monitoreo.

Una vez realizada la calibración de las propiedades geotécnicas, se determinó que ambos métodos dan una predicción de asentamientos similares a los obtenidos por el monitoreo, siendo el modelo de PLAXIS 2D el que presenta un mejor comportamiento en la tendencia de la curva de asentamientos y en la predicción de presión de poros vs tiempo, ya que logra capturar con mayor precisión la presión de poros inicial, así como las magnitudes de los incrementos y disipaciones en el tiempo.

Del análisis de sensibilidad se determinó que las propiedades que mayor grado de influencia tienen en la predicción de asentamientos y el tiempo de espera, son el radio de sobreconsolidación OCR, la velocidad de consolidación C_v para el análisis no lineal. Mientras que para el análisis de elementos finitos tiene un grado de influencia alto la definición de la permeabilidad horizontal plana, el esfuerzo de preconsolidación y el radio de sobreconsolidación OCR, más que otras propiedades como la relación de vacíos inicial o las pendientes en la rama de compresión virgen C_c ; lo cual se debe principalmente a la dependencia entre la presión de preconsolidación del suelo y la tasa de deformación producto de la naturaleza viscoplástico elástica del suelo, y a las características anisotrópicas que presenta el suelo frente a la permeabilidad, cuya predicción en campo, no siempre logra ser capturada en los ensayos in situ o ensayos de laboratorio.

El mejoramiento de suelos con drenes y sobrecargas no es la opción más económica para ejecutar con respecto al mejoramiento de suelos con precargas, sin embargo, presenta beneficios al permitir la construcción del proyecto en menor tiempo, ya que los drenes aceleran la consolidación primaria, mejoran la resistencia del suelo y permiten controlar los asentamientos a los permisibles por la normativa. Los periodos de consolidación primaria cuando se utiliza drenes se completan en periodos cortos de meses, en contraste

con el mejoramiento con precargas que puede requerir hasta 3 o 5 años para cumplir con la consolidación primaria.

6.2. Recomendaciones

Es recomendable evaluar los parámetros de entrada para el modelo de plaxis 2d, teniendo en cuenta que para las capas de arcilla se empleó el modelo constitutivo Soft soil y el análisis no drenado tipo A, para lo cual se debería contar con los resultados de un análisis triaxial no drenado consolidado para determinar estimar la cohesión y ángulo de fricción en términos de esfuerzos efectivos. En los presentes casos al no contar con dicho ensayo fue necesario usar una correlación con el ensayo CPT y el ángulo de plastificación β , para determinar el ángulo de fricción efectiva.

En un análisis bidimensional (2D) de elementos finitos, en el que se utiliza el modelo de deformación plana Plane strain, se recomienda convertir el sistema de drenes Axialsymetrico verticales en un sistema equivalente, para ello es necesario corregir la permeabilidad obtenida de los ensayos de laboratorio y de campo.

Se recomienda determinar las capas de suelo blando que están en la rama de compresión virgen, y determinar la velocidad de consolidación en estas capas en función del OCR, más que en función del módulo confinado.

Referencias

1. Al-Adhadh, A., Jawad, Z., & Tn, Z. (2019). *Reviewing the most suitable Soil Improvement Techniques for treating soft clay soil*. <https://doi.org/10.9790/9622-0908050111>
2. Baral, P. (2017). *Anisotropic visco-plastic behaviour of soft soil with special reference to Anisotropic visco-plastic behaviour of soft soil with special reference to radial consolidation radial consolidation*. <https://ro.uow.edu.au/theses1>

3. Barron R, A. (1948). Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 113(1), 718–742. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0006098>
4. Benítez, S., & Martillo, C. (2008). Valles anegados de la Costa Ecuatoriana durante la transgresión Holocena. *X Congreso de Ingeniería de Geología, Minas y Petróleos*.
5. Bentley. (2023). *PLAXIS PLAXIS 2D 2024.1 Scientific Manual 2D*.
6. Beyene, A., Merka, H., & Tsige, D. (2023a). Suitability analysis of vertically installed scoria gravel drains for enhancing consolidation performance of clayey ground. *Results in Engineering*, 17. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2023.100975>
7. Beyene, A., Merka, H., & Tsige, D. (2023b). Suitability analysis of vertically installed scoria gravel drains for enhancing consolidation performance of clayey ground. *Results in Engineering*, 17. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2023.100975>
8. Bouassida, M., Hazzar, T. L., & Hazzar, L. (2008). *Comparison Between Stone Columns and Vertical Geodrains with Comparison Between Stone Columns and Vertical Geodrains with Preloading Embankment Techniques Preloading Embankment Techniques COMPARISON BETWEEN STONE COLUMNS AND VERTICAL GEODRAINS WITH PRELOADING EMBANKMENT TECHNIQUES* (Vol. 2). <https://scholarsmine.mst.edu/icchgehttps://scholarsmine.mst.edu/icchge/6icchge/session07/9>
9. Brinkgreve, R. B. J. (2005). Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application. In *Soil Constitutive Models* (pp. 69–98). [https://doi.org/10.1061/40771\(169\)4](https://doi.org/10.1061/40771(169)4).
10. Cascone, E., & Biondi, G. (2013). A case study on soil settlements induced by preloading and vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes*, 38, 51–67. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.05.002>
11. Chamorro, C., & Ovando-Shelley, E. (2021). Modelado de la prueba de consolidación en suelos blandos.
12. Chen, P., Li, J., Huang, M., & Li, D. (2021). Consolidation of Viscoelastic Soil With Vertical Drains for Continuous Drainage Boundary Conditions Incorporating a

Fractional Derivative Model. *Frontiers in Materials*, 8. <https://www.frontiersin.org/articles/10.3389/fmats.2021.670150>

13. Chen, Z., Zhang, N., & Zhang, X. (2011). Settlement monitoring system of pile-group foundation. *Journal of Central South University of Technology*, 18(6), 2122–2130.
14. Chu, J., Indraratna, B., Yan, S., & Rujikiatkamjorn, C. (2014). Overview of preloading methods for soil improvement. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 167(3), 173–185. <https://doi.org/10.1680/grim.13.00022>
15. Cox, J., Hanson, J., & Yesiller, N. (2016). Measuring settlement of individual waste layers using a magnetic extensometer settlement system at a MSW landfill. *Proceedings of the 2016 Global Waste Management Symposium*, 1–6.
16. Deng, Y.-B., Xie, K.-H., & Lu, M.-M. (2013). Consolidation by vertical drains when the discharge capacity varies with depth and time. *Computers and Geotechnics*, 48, 1–8. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.09.012>
17. Fellenius Bengt H. (2019). *Bases para el Diseño de Fundaciones*. www.Fellenius.net,
18. Hansbo, S. (n.d.). *Aspects of vertical drain design: Darcian or non-Darcian flow*.
19. Hansbo, S. (1960). Consolidation of clay with special reference to influence of vertical sand drains. *Swedish Geotechnical Institute Proceeding*, 18, 45-50.
20. Hansbo, S., Jamiolkowski, M., & Kok, L. (1981). Consolidation by vertical drains. *Géotechnique*, 31(1), 45–66. <https://doi.org/10.1680/geot.1981.31.1.45>
21. Holtz, R. D., Kovacs, W. D., Sheahan, T. C., & Upper Saddle River Boston Columbus San Francisco New York Indianapolis London Toronto Sydney Singapore Tokyo Montreal Dubai Madrid Hong Kong Mexico City Munich Paris Amsterdam Cape Town, P. (n.d.). *AN INTRODUCTION TO GEOTECHNICAL ENGINEERING Second Edition*.
22. Indraratna, B., & Redana, I. W. (1997). *PLANE-STRAIN MODELING OF SMEAR EFFECTS ASSOCIATED WITH VERTICAL DRAINS*.
23. Janbu, N. (1965). Consolidation of clay layers based on non-linear stress-strain. *Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 83-87.

24. Jian, L. C. (2004). Equal Strain Consolidation by Vertical Drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(3), 316–327. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:3\(316\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:3(316))
25. Jun-Chun, C., & Norihiko, M. (1999). Investigation of Factors Affecting Vertical Drain Behavior. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(3), 216–226. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:3\(216\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:3(216))
26. Kahlström, M. (2013). *Plaxis 2D Comparison of Mohr-Coulomb and Soft Soil Material Models*.
27. Karstunen, M., Amavasai, A., & Sandén, B. (2017). *BEST SOIL: Soft soil modelling and parameter determination*. Chalmers.
28. Kjellman, W. (1948). *Accelerating consolidation of fine grain soils by means of cardboard wicks*. 302–305.
29. KOPPEJAN. (1948). *A FORMULA COMBINING THE TERZAGHI LOAD-COMPRESSION RELATIONSHIP AND THE BUISMAN SECULAR TIME EFFECT*. <https://www.issmge.org/publications/online-library>
30. Kulhawy, F. H. , and M. P. H. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. *Report EL-6800 Electric Power Research Institute, EPRI*.
31. Ladd Charles, & Roger, F. (1974). New Design Procedure for Stability of Soft Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(7), 763–786. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000066>
32. Li, C., Lu, X., & Wang, P. (2023). An analytical solution for the consolidation of a composite foundation reinforced by vertical drains and high replacement ratio gravel piles by considering the radial flow within gravel piles. *Soils and Foundations*, 63(6). <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2023.101393>
33. Li, C., Lu, X., Wu, W., & Mei, G. (2023). An analytical solution for consolidation of soils with stone columns and vertical drains by considering the deformation of stone columns. *Computers and Geotechnics*, 158, 105377. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2023.105377>
34. Li, L., & Yang, P. (2015). A numerical evaluation of continuous backfilling in cemented paste backfilled stope through an application of wick drains. *International*

- Journal of Mining Science and Technology*, 25(6), 897–904.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2015.09.004>
35. Lu, X., & Li, C. (2023). An analytical solution for nonlinear consolidation of composite foundations improved by stone columns and vertical drains. *Computers and Geotechnics*, 161, 105598.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2023.105598>
36. Muhammed, J. J., Jayawickrama, P. W., Teferra, A., & Özer, M. A. (2020). Settlement of a railway embankment on PVD-improved Karakore soft alluvial soil. *Engineering Science and Technology, an International Journal*, 23(5), 1015–1027.
<https://doi.org/10.1016/j.jestch.2020.03.004>
37. Nayak, D., Sarvade, P. G., & Shankara, H. N. U. (2019). Effect of Vertical Drains on Strength and Deformation Characteristics of Lithomargic Clay. *International Journal of Engineering and Advanced Technology*, 9(2), 3199–3204.
<https://doi.org/10.35940/ijeat.B4413.129219>
38. Nicholson, P. G. (2014). *Soil improvement and ground modification methods*. Butterworth-Heinemann.
39. Nieto, A., Camacho-Tauta, J., & Ruiz Blanco, E. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening soil en suelos arcillosos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 8, 75–91.
40. Nishida. (1956). A Brief Note on Compression Index of Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82 (3), 1–14.
41. Obrzud, R. F. (2010). On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice. *Numerics in Geotechnics and Structures*, 16, 1–17.
42. Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Edition*. Edited by Karl Terzaghi and R.B. Peck. John Wiley & Sons.
<https://books.google.com.ec/books?id=AnbHzgEACAAJ>
43. Robertson P.K, C. K. L. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. www.greggdrilling.com
44. Rocscience Inc. (2007). *Theory Manual of Settlement and consolidation analysis*.
45. Roscoe, K., & Burland, J. B. (1968). *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*.

46. Salem, M., & El-Sherbiny, R. (2014). Comparison of measured and calculated consolidation settlements of thick underconsolidated clay. *Alexandria Engineering Journal*, 53(1), 107–117. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2013.11.002>
47. Sanhueza, A., & Villavicencio, C. (2010). *Estimación de Parámetros Resistentes a Partir del Ensayo de Penetración PANDA y su Aplicación en el Cálculo de la Capacidad de Soporte y Asentamientos del Suelo de Fundación (1ª parte)*.
48. Shen, S., & Hu, Z. (2023). Consolidation by Vertical Drains Considering the Rheological Characteristics of Soil under Depth and Time-Dependent Loading. *Sustainability (Switzerland)*, 15(7). <https://doi.org/10.3390/su15076129>
49. Simmonds, A. (2013). Long term monitoring using vibrating wire sensors. *The 6th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*, 9–11.
50. Skempton, A. W. (1985). Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory. *Geotechnique*, 35, 3–18.
51. Teo, P. L., & Wong, K. S. (2012). Application of the Hardening Soil model in deep excavation analysis. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 5(3), 152–165.
52. Vargas Moreno, C., Tristan, O., & González, C. (2016). *Análisis de consolidación con drenes prefabricados mediante modelación numérica 2d y 3d*.
53. Vera-Grunauer, X. (2014). *Seismic response of a soft, high plasticity, diatomaceous naturally cemented clay deposit*. University of California, Berkeley.
54. Vermeer, P. A., & Neher, H. P. (1999). A soft soil model that accounts for creep. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 249–261.
55. Viggiani, G. M., & A. J. H. (1995). Interpretation of bender element tests. *Geotechnique 149-154.*, 45, 149–154.
56. Wang, J., Fang, Z., Cai, Y., Chai, J., Wang, P., & Geng, X. (2018). Preloading using fill surcharge and prefabricated vertical drains for an airport. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(5), 575–585. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.04.013>
57. Wang, R., & Xie, K. (2001). *Analysis on viscoelastic consolidation of soil foundations by vertical drain wells considering semi-permeable boundary*. 18, 33–36.

58. Wu, J. T. H., & Tung, S. C.-Y. (2020). Determination of model parameters for the hardening soil model. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 7(1), 55–68.
59. Xu, D., Jiang, L., Qin, Y., Shen, H., & Ji, B. (2024). High-precision FBG-based sensor for soil settlement monitoring: A comparative study with magnetic settlement gauges and PIV technique. *Sensors and Actuators A: Physical*, 366, 114935. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sna.2023.114935>
60. Zukri, A., & Nazir, R. (2018). Sustainable materials used as stone column filler: A short review. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 342(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/342/1/012001>

CERTIFICACIÓN DE REVISIÓN DE PROYECTO DE TITULACIÓN

Por medio de la presente, Yo Davide Besenzon Venegas, Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), certifico que:

Con fecha 20 de febrero de 2024, las estudiantes Kerly Estefanía Aguilar Merchán y Kelly Jackeline Bravo Muzzio con números de identificación 0706286606 y 0930912530, respectivamente, de la Cohorte 4, presentaron la propuesta de su tema de titulación al Comité Académico del programa. Posteriormente, con fecha 22 de abril de 2024, el Comité revisó y aprobó la propuesta mediante la resolución FICT-CA-GEOTEC-006-2024, cumpliendo con los requisitos establecidos para la aprobación del tema.

A partir de dicha aprobación, las estudiantes mantuvieron reuniones periódicas con el tutor designado, Davide Besenzon Venegas, para la elaboración y desarrollo de su proyecto de titulación, siguiendo los lineamientos establecidos por el programa. Con fecha 08 de mayo de 2024, las estudiantes presentaron y sustentaron su proyecto de titulación ante el tribunal evaluador asignado, cumpliendo con el proceso formal de evaluación académica.

Por lo tanto, en calidad de Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia, certifico que el trabajo de titulación denominado "**Análisis comparativo de asentamientos por consolidación en suelos cohesivos blandos mejorados con drenes verticales**", realizado por las estudiantes Kerly Estefanía Aguilar Merchán y Kelly Jackeline Bravo Muzzio con números de identificación 0706286606 y 0930912530, respectivamente, ha sido revisado y evaluado conforme a los lineamientos y estándares establecidos por el programa.

Debido a circunstancias externas, no ha sido posible obtener las firmas de los involucrados (estudiante, tutor(es) y/o evaluadores). No obstante, en calidad de Coordinador del Programa, certifico que el proyecto cumple con los requisitos académicos y ha sido revisado para su presentación y archivo institucional.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:
ANDRÉS EDUARDO
GUZMÁN VELÁSQUEZ

M. Sc. Andrés Eduardo Guzmán Velásquez
Coordinador General de Postgrados FICT