

**EVALUACIÓN DEL MÉTODO DRENES VERTICALES PARA EL
MEJORAMIENTO DE UN SUELO ARCILLOSO DE BAJA COMPRESIBILIDAD
APLICANDO PRECARGA**

PRESENTADO POR:

LEIDY JOHANNA OCAMPO HURTADO. ID: 000256770

DANILO ANDRÉS VÉLEZ LÓPEZ. ID: 000245344

UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

BUCARAMANGA

2019

**EVALUACIÓN DEL MÉTODO DRENES VERTICALES PARA EL
MEJORAMIENTO DE UN SUELO ARCILLOSO DE BAJA COMPRESIBILIDAD
APLICANDO PRECARGA**

PRESENTADO POR:

LEIDY JOHANNA OCAMPO HURTADO. ID: 000256770

DANILO ANDRÉS VÉLEZ LÓPEZ. ID: 000245344

PROYECTO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL

DIRECTOR DE PROYECTO

Ing. MSc. JULIÁN ANDRÉ GALVIS FLÓREZ

UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

BUCARAMANGA

2019

Nota de aceptación

Firma del presidente del jurado

Firma del jurado

Firma del jurado

Bucaramanga, febrero 2019

Dedicatorias

Este proyecto de grado está dedicado a mis padres, quienes me apoyaron y creyeron en mi para poder culminar esta etapa tan importante de mi vida.

Leidy Johanna Ocampo Hurtado

Dedico este proyecto a mi madre y a mi hermana, quienes siempre estuvieron a mi lado brindándome apoyo incondicional, quienes siempre creyeron en mi y han sido un pilar fundamental en mi vida.

Danilo Andrés Vélez López

Agradecimientos

Primero que nada, agradecer a Dios por darme vida y salud para poder culminar esta grandiosa etapa de mi vida y a mis padres por el apoyo incondicional.

A mi compañero de proyecto, por la paciencia y dedicación por la cual hicimos que una etapa de nuestras vidas culminara de la mejor manera.

Gracias por creer en mí.

Leidy Johanna Ocampo Hurtado

Agradezco profundamente a mi madre y mi hermana por la dedicación, apoyo incondicional, por ser una voz de aliento, por ser una guía y un ejemplo a seguir. También a mi compañera de proyecto, por esta etapa de aprendizaje juntos, por el esmero y dedicación.

Danilo Andrés Vélez López

Agradecemos a nuestro director de proyecto de grado Julián André Galvis Flórez por su dedicación, atención y enseñanzas a lo largo de este proceso, al personal de laboratorio por siempre brindar ayuda y contar con la mejor disposición de su parte y por último al personal administrativo de la facultad de ingeniería civil, quien, con su ayuda incondicional, amor y dedicación, nos ayudaron en todo lo que necesitamos para culminar esta etapa.

Leidy Johanna Ocampo Hurtado – Danilo Andrés Vélez López

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	13
2. OBJETIVOS	14
2.1. Objetivo general.....	14
2.2. Objetivos específicos.....	14
3. JUSTIFICACIÓN	15
4. ANTECEDENTES	16
5. ESTADO DEL ARTE	18
6. ALCANCE	19
7. MARCO TEÓRICO.....	20
7.1. Mejoramiento del suelo	20
7.2. Proceso de consolidación	20
7.3. Asentamientos	21
7.3.1. Causas de asentamientos.....	21
7.3.2. Causas de los asentamientos provocados por cargas superficiales [2]	22
7.3.3. Asentamientos durante la construcción.....	23
7.4. Permeabilidad	23
7.5. Arcillas	24
7.6. Drenes verticales	25
7.6.1. Tipos de drenes verticales	26
7.6.1.1. Dren de arena.....	26
7.6.1.1.1. Construcción e instalación de drenes de arena	27
7.6.1.2. Dren tipo mecha	28
7.6.1.2.1. Instalación de drenes tipo mecha o prefabricados	29
7.6.2. Diseño de drenes verticales.....	30
7.7. SIGMA/W	30
8. METODOLOGÍA.....	31
8.1. Metodología para ensayos de laboratorio	31
8.2. Metodología para el modelo a escala.....	38
8.3. Metodología para el software Sigma/W.....	45
9. RESULTADOS	52

9.1. Granulometría	52
9.2. Límites de Atterberg	53
9.3. Permeabilidad	53
9.4. Proctor modificado	54
9.5. Consolidación fase completa	55
9.6. Compresión simple	56
9.7. Corte directo en suelo cohesivo consolidado – drenado	57
9.8. Gravedad específica de los sólidos	58
9.9. Cálculo de asentamiento teóricamente	59
9.10. Cálculo del tiempo para el asentamiento teórico	62
9.11. Cálculo de asentamiento para pilotes hincados	69
9.12. Asentamientos del modelo a escala (deformímetro)	80
10. ANALISIS DE RESULTADOS	81
11. CONCLUSIONES	82
12. RECOMENDACIONES.....	83
13. REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA	84
14. ANEXOS	86

INDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Equipo para el ensayo de granulometría	32
Fotografía 2. Equipo para ensayo de límites.	32
Fotografía 3. Equipo para ensayo de permeabilidad.	33
Fotografía 4. Equipo para ensayo de Proctor modificado.	34
Fotografía 5. Equipo para ensayo de compresión simple.	34
Fotografía 6. Ángulo de falla de la muestra.	35
Fotografía 7. Equipo para el ensayo de corte directo.	35
Fotografía 8. Pastilla del ensayo de corte directo.	36
Fotografía 9. Equipo para ensayo de consolidación unidimensional de los suelos.	36
Fotografía 10. Equipo para ensayo de gravedad específica de los suelos granulares.	37
Fotografía 11. Equipo para ensayo de gravedad específica de los suelos finos. ...	38
Fotografía 12. Dren cubierto con geotextil.	38
Fotografía 13. Caja de madera con capa de arena de 10cm.	39
Fotografía 14. Separación con geotextil para la capa de arena.	39
Fotografía 15. Mezcla del suelo arcilloso con la humedad óptima.	40
Fotografía 16. Llenado del estrato de arcilla.	40
Fotografía 17. Compactación del estrato de arcilla.	41
Fotografía 18. Delimitación de la placa y ubicación de los drenes.	41
Fotografía 19. Determinación de la profundidad y diámetro para los drenes.	42
Fotografía 20. Implantación de los drenes.	42
Fotografía 21. Separación con geotextil del estrato de arcilla y la grava.	43
Fotografía 22. Estrato de grava para el estrato con la placa de concreto.	43
Fotografía 23. Saturación del modelo a escala.	44
Fotografía 24. Carga del modelo a escala con los deformímetros.	44

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Granulométrica.	52
Tabla 2. Datos para límites de Atterberg.	53
Tabla 3. Permeabilidad.	53
Tabla 4. Proctor modificado.	54
Tabla 5. Consolidación unidimensional de los suelos.	55
Tabla 6. Compresión simple.	56
Tabla 7. Corte directo.	57
Tabla 8. Gravedad específica de los suelos finos y gravas.	58
Tabla 9. Extracción de una sección del anexo 7 del ensayo de consolidación.	63
Tabla 10. Extracción de una sección del anexo 8 del ensayo de consolidación. ...	64
Tabla 11. Extracción de una sección del anexo 9 del ensayo de consolidación. ...	66
Tabla 12. Extracción de una sección del anexo 10 del ensayo de consolidación. ...	67
Tabla 13. Relación teórica U (%) – T	68

Tabla 14. Deformación del modelo a escala medido por deformímetro	80
---	----

INDICE DE GRAFICAS

Gráfica 1. Curva Granulométrica.....	52
Gráfica 2. Humedad óptima.	54
Gráfica 3. Consolidación fase de carga y descarga.	56
Gráfica 4. Esfuerzo Vs deformación.....	57
Gráfica 5. Resistencia al corte Vs tensión normal.	58
Gráfica 6. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=0,5 \text{ kg/cm}^2$	62
Gráfica 7. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$	63
Gráfica 8. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=2,0 \text{ kg/cm}^2$	65
Gráfica 9. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=4,0 \text{ kg/cm}^2$	66
Gráfica 10. Factor de capacidad de carga.....	70

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Condiciones iniciales para el análisis tipo (carga/deformación) y en nivel freático.....	45
Ilustración 2. Verificación de las unidades.....	46
Ilustración 3. Espaciado de la grilla.	46
Ilustración 4. Elaboración del dibujo del modelo en el software.....	47
Ilustración 5. Delimitación de los estratos del modelo.	47
Ilustración 6. Propiedades de los materiales.	48
Ilustración 7. Asignación del material para cada uno de los estratos.....	49
Ilustración 8. Crear la condición límite para la carga.	49
Ilustración 9. Condiciones límites.	50
Ilustración 10. Configuración de las propiedades de la malla.	51
Ilustración 11. Desplazamientos en Y o Asentamientos.	51
Ilustración 12. Variación de α (valores interpolados en Terzaghi, Peck y Mesri, 1996).....	72
Ilustración 13. Variación de λ con la longitud de empotramiento, L.	73

INDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Datos de granulometría.....	86
Anexo 2. Datos de límites de Atterberg	87
Anexo 3. Gráfica del porcentaje de humedad.....	87
Anexo 4. Datos para el ensayo de Proctor modificado.	88

Anexo 5. Datos para el ensayo de consolidación unidimensional.....	89
Anexo 6. Datos para el ensayo de consolidación unidimensional.....	90
Anexo 7. Datos para ensayo de consolidación en fase de carga para $\sigma=0,5 \text{ kg/cm}^2$	91
Anexo 8. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=0,5 \text{ kg/cm}^2$	92
Anexo 9. Datos para ensayo de consolidación en fase de carga para $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$	93
Anexo 10. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$	94
Anexo 11. Datos para ensayo de consolidación en fase de carga para $\sigma=2,0$ kg/cm^2	95
Anexo 12. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=2,0 \text{ kg/cm}^2$	96
Anexo 13. Datos para ensayo de consolidación en fase de carga para $\sigma=4,0$ kg/cm^2	97
Anexo 14. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=4,0 \text{ kg/cm}^2$	98
Anexo 15. Datos para ensayo de consolidación en fase de descarga para $\sigma=2,0$ kg/cm^2	99
Anexo 16. Datos para ensayo de consolidación en fase de descarga para $\sigma=1,0$ kg/cm^2	100
Anexo 17. Datos para ensayo de consolidación en fase de descarga para $\sigma=0,5$ kg/cm^2	101
Anexo 18. Datos para ensayo de consolidación en fase de descarga para $\sigma=0,0$ kg/cm^2	102
Anexo 19. Datos para compresión inconfiada de los suelos.....	103
Anexo 20. Ensayo de corte directo en condición consolidado drenado.	104
Anexo 21. Datos para el ensayo de corte directo de los suelos para $\sigma=0,5 \text{ kg/cm}^2$	105
Anexo 22. Datos para el ensayo de corte directo de los suelos para $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$	106
Anexo 23. Datos para el ensayo de corte directo de los suelos para $\sigma=2,0 \text{ kg/cm}^2$	107
Anexo 24. Datos para el ensayo de la gravedad específica de los suelos finos y gravas.....	108

RESUMEN GENERAL DE TRABAJO DE GRADO

TITULO: EVALUACIÓN DEL MÉTODO DRENES VERTICALES PARA EL MEJORAMIENTO DE UN SUELO ARCILLOSO DE BAJA COMPRESIBILIDAD APLICANDO PRECARGA

AUTOR(ES): LEIDY JOHANNA OCAMPO HURTADO
DANILO ANDRÉS VÉLEZ LÓPEZ

PROGRAMA: Facultad de Ingeniería Civil

DIRECTOR(A): Ing. MSc. JULIAN ANDRÉ GALVIS FLOREZ

RESUMEN

Este proyecto busca evaluar el método de drenes verticales para el mejoramiento de un suelo arcilloso de baja compresibilidad aplicando precarga, para lo cual se construyó un modelo a escala con el fin de representar un relleno de arcilla de baja compresibilidad que se encuentra en un estado saturado, con el propósito de mejorarlo mediante la implementación de drenes verticales con precarga y de esta manera determinar la eficacia de dicha técnica al evaluar el tiempo que tardará en asentarse totalmente y el proceso de consolidación del suelo, siendo así una técnica apropiada para utilizar en suelos de este tipo. También se realizó una modelación en software para analizar la magnitud de consolidación usando las mismas características y dimensiones que el modelo a escala para posteriormente realizar una comparativa entre los resultados obtenidos del modelo a escala y la modelación en software. Posteriormente se hizo una comparación entre la técnica de drenes verticales y la implementación de pilotes hincados en una cimentación profunda en suelos blandos.

PALABRAS CLAVE:

Arcilla, drenes verticales, mejoramiento, precarga, asentamiento.

GENERAL SUMMARY OF WORK OF GRADE

TITLE: EVALUATION OF THE VERTICAL DRAIN METHOD FOR THE IMPROVEMENT OF A CLAY SOIL OF LOW COMPRESSIBILITY APPLYING PRELOAD

AUTHOR(S): LEIDY JOHANNA OCAMPO HURTADO
DANILO ANDRÉS VÉLEZ LÓPEZ

FACULTY: Facultad de Ingeniería Civil

DIRECTOR: Ing. MSc. JULIAN ANDRÉ GALVIS FLOREZ

ABSTRACT

This Project seeks to evaluate the method of vertical drains for the improvement of a clay soil of low compressibility by applying preload, for which a scale model was constructed in order to represent a clay filling of low compressibility that is in a saturated state, with the purpose of improving it through the implementation of vertical drains with preload and in this way determine the effectiveness of this technique when evaluating the time it will take to fully settle and the consolidation process of the soil, thus being an appropriate technique to use in soils of this type. Software modeling was also carried out to analyze the magnitude of consolidation using the same characteristics and dimensions as the scale model, to subsequently make a comparison between the results obtained from the scale model and software modeling. Subsequently, a comparison was made between the vertical drain technique the implementation of piles driven into a deep foundation in soft soils.

KEYWORDS:

Clay, vertical drains, improvement, preload, settlement.

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, existen diferentes técnicas de mejoramiento de suelo las cuales se implementan según las necesidades de una obra de ingeniería y las características de un suelo cuyas propiedades deban ser mejoradas o modificadas, con el fin de aumentar la resistencia del terreno, minimizar el riesgo a licuefacción, disminuir los asentamientos, y controlar deformaciones. Basándose en el análisis de las propiedades mecánicas de los suelos, las características y las necesidades de cada proyecto, se podría establecer el mejor método de mejoramiento del suelo para la correcta ejecución del proyecto.

Generalmente la aplicación de la técnica de drenes verticales se utiliza en obras de gran envergadura, ya sean obras viales, obras hidráulicas tales como represas y puertos, también en explanaciones de grandes superficies como aeropuertos, campos deportivos, naves industriales y comerciales, silos y depósitos. Esta técnica también se aplica en suelos que presentan características como: suelos blandos y plásticos de estratos delgados o no profundos, suelos blandos con cargas medias o con cargas superficiales.

Así que, los drenes verticales son un sistema aplicado para el mejoramiento del suelo, el cual se utiliza como mecanismo para lograr asentar y consolidar el suelo en el menor tiempo posible, lo que permitirá utilizar un suelo estable para la construcción y garantizar las condiciones adecuadas para llevar a cabo la ejecución de la obra de ingeniería.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo general.

- Evaluar el mejoramiento de un suelo arcilloso de baja compresibilidad mediante la implantación de drenes verticales, aplicando una precarga al terreno.

2.2. Objetivos específicos.

- Elaborar un modelo a escala, para identificar los estratos del suelo y sus posibles cambios.
- Determinar los asentamientos producidos por el fenómeno de la consolidación unidimensional en el depósito de suelo seleccionado.
- Modelar el depósito de suelo empleando un software de modelación.
- Comparar los asentamientos sufridos por el depósito de suelo, empleando drenes verticales por medio del modelo a escala vs los asentamientos calculados empleando el software de modelación y asentamientos teóricos.
- Comparar el método de drenes verticales, con una cimentación profunda aplicada a suelos blandos con pilotes hincados.

3. JUSTIFICACIÓN

El estudio sobre el funcionamiento de los drenes verticales aplicando precarga pretende evaluar y determinar el tiempo en el que el suelo determinado para este proyecto; una arcilla limosa de baja compresibilidad tarda en alcanzar su asentamiento total y su vez evaluar la consolidación del suelo, de tal manera poder determinar la eficacia del método aplicado en este tipo de suelo.

Por lo tanto, los drenes verticales se implementan en obras con el propósito de mejorar las condiciones iniciales del suelo. Esta técnica es una de las más adecuadas al momento de evaluar los asentamientos y la consolidación de un suelo, ya que su función principal es mejorar el tiempo de la consolidación en un terreno aplicando dicha técnica.

Este mejoramiento, drenes verticales acompañado de una precarga, produce que el proceso de consolidación sea más rápido, ejerciendo un esfuerzo total, el cual incrementará su cuantía; donde la presión de poros y la carga aplicada, genera asentamiento en el depósito de suelo, debido al incremento de la permeabilidad. [1]
[2]

Esta técnica se ha utilizado desde los años 70 y su principal función es reducir el tiempo de construcción al acelerar el proceso de asentamiento en lugares donde el suelo no es lo suficientemente firme para construir. El drenaje vertical hace que el tiempo de ejecución en infraestructura sea más corto y el proceso de mejoramiento del uso esté bajo control. [3]

Como se ha mencionado previamente esta técnica hace que los asentamientos y la consolidación de los suelos se produzcan en un tiempo menor, pasando a meses lo que normalmente se demoraría años en suceder sin ninguna técnica de mejoramiento. Siendo así esta técnica apropiada para la estabilización a un suelo fino.

Por lo que se espera que al aplicar esta técnica de mejoramiento se logre reducir en gran medida el tiempo de asentamiento y acelerar el tiempo de consolidación del suelo, para dar un dictamen de que tan eficiente es la implementación del método de drenes verticales aplicando precarga en este tipo de suelo.

4. ANTECEDENTES

Título del artículo	Autores	Resumen	Nombre de revista
Estado del arte acerca de diversas técnicas usadas para el mejoramiento de suelos en el mundo. [4]	Jorge Andrés Badillo	Las metodologías mencionadas provienen de estudios realizados en otros lugares del mundo que en la actualidad se usan y han conllevado a resultados óptimos y esperados para la ejecución de obras.	Universidad Pontificia Bolivariana seccional Bucaramanga. 2016
Metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales para obras en suelos blandos. [5]	Alejandra Liliana Espinosa Santiago	El objetivo de esta tesis fue proponer una metodología para el análisis y diseño de un sistema de precarga con drenes verticales de arena y prefabricados para obras en suelos blandos. Inicialmente se proporcionan los elementos teóricos para el estudio del fenómeno de consolidación en sentido vertical, el efecto de sumersión y la consolidación en sentido horizontal en un medio con drenes verticales.	Universidad nacional autónoma de México. 2016
Optimización de tratamientos de suelos blandos bajo terraplenes. [6]	Juan Pablo Zamora Beyk	Para apoyar terraplenes sobre suelos blandos es necesario diseñar un tratamiento de mejora del terreno que permita acelerar los procesos de consolidación, disminuir los asentamientos y, por lo tanto, asegurar la estabilidad de los terraplenes frente al deslizamiento.	Pontificia universidad católica del Perú. Facultad de ciencias e ingeniería. 2014

<p>Consolidación de suelos blandos en presencia de drenajes en forma de banda. [7]</p>	<p>Elisa María de Jesús da Silva</p>	<p>Esta tesis se centra en el estudio de la consolidación de suelos blandos con drenajes verticales en forma de banda, comparando los datos reales recopilados en un estudio de caso con los obtenidos mediante simulación numérica. La comparación entre estos resultados conduce a la percepción y comprensión de los fenómenos asociados a estos tipos de trabajo y suelos, lo que también brinda la posibilidad de intervención en escenarios equivalentes.</p>	<p>Junio 2013</p>
--	--------------------------------------	---	-------------------

5. ESTADO DEL ARTE

En la ciudad de Cartagena de Indias del departamento de Bolívar al norte de Colombia, se ejecutó la instalación de drenes verticales para permitir una consolidación rápida de suelo teniendo como fin la construcción futura de una bodega y un patio de contenedores. Se lograron profundidades de 21 metros y se instalaron aproximadamente 1.000.000 de metros lineales. Estos trabajos se realizaron con un mástil hidráulico de engranajes con el cual se pueden alcanzar profundidades de hasta 35 metros, llegando a un rendimiento récord de 15.000 metros lineales por día. [8]

Los drenes verticales aceleran la consolidación y asentamientos de suelos blandos.

En la nueva terminal fluvial internacional de Barrancabermeja, se hizo un relleno de casi de 3 millones de m³ necesario para alcanzar el nivel del puerto, el cual se extrae de dos fuentes: el dragado del material de arrastre del río Magdalena y el material de aporte proviene de canteras. Se implementó drenes verticales y precarga durante lapsos aproximados de 4 meses para causar un asentamiento de más de 70cm. [9]

6. ALCANCE

Para evaluar el método de drenes verticales se buscó un suelo arcilloso, para el cual se realizaron ensayos de laboratorio con el fin de clasificarlo como arcilla de baja compresibilidad y a su vez determinar las características que posteriormente fueron necesarias para la construcción del modelo a escala. Dichos ensayos fueron practicados en el laboratorio de la Universidad Pontificia Bolivariana seccional Bucaramanga en un periodo de tiempo determinado.

Posteriormente se realizó un análisis de datos y el modelamiento en el software SigmaW con el fin de comparar los niveles de asentamiento con los resultados del modelo a escala.

Adicionalmente se realizó una comparación entre el método de drenes verticales y pilotes hincados para mostrar este último como una alternativa de mejoramiento de suelos.

7. MARCO TEÓRICO

7.1. Mejoramiento del suelo

En la última década se ha visto un incremento en la demanda para el trabajo de mezcla profunda del suelo in-situ en el continente europeo y norte américa. Todas las técnicas de mejoramiento de suelo buscan corregir las características del suelo que coincidan con el resultado deseado del proyecto como un incremento en la densidad y el esfuerzo cortante para ayudar a los problemas de estabilidad, la reducción de la compresibilidad del suelo, influenciar en la permeabilidad para reducir y controlar el flujo del agua en el suelo, incrementar la velocidad en la consolidación o mejorar la homogeneidad del suelo.

En mejoramiento de suelos, la distinción se hace entre los métodos de compactación o densificación y los métodos de reforzamiento del suelo a través de la introducción de un material adicional en el suelo. [10]

El mejoramiento del suelo es una combinación de métodos físicos y mecánicos que buscan densificar, reforzar, o cementar el suelo en una región específica. También sirven para controlar las aguas de infiltración y estabilizar grandes masas de materiales en construcción o intervención. El mejoramiento del suelo se usa frecuentemente en las fundaciones o en suelos que van a ser el apoyo de las estructuras futuras. Uno de los objetivos de mejorar los suelos, es incrementar la capacidad de carga de las resistencias a las fuerzas cortantes durante el periodo de vida de la estructura. Estos métodos de mejoramiento pueden ser desde simples compactaciones hasta la adición de materiales nuevos dentro la masa del suelo, las aplicaciones más comunes, son aplicaciones de mejoramiento de suelos in situ, como reforzamiento, estabilización y densificación [11]

7.2. Proceso de consolidación

Para el proceso de consolidación se requiere estudiar las sobrepresiones intersticiales, en las cuales la variación de la carga se produce en un tiempo muy pequeño respecto al necesario para la disipación de las presiones. Al terminar el ciclo de la carga, el agua fluye debido al gradiente producido por las presiones intersticiales, haciendo que el volumen del suelo varíe. Si las presiones intersticiales son positivas de forma que el suelo tiene a disminuir de volumen, este proceso se denomina consolidación. Si las presiones intersticiales son negativas, por lo tanto, el volumen del suelo aumentaría, este proceso es llamado expansión. La teoría de la consolidación es aquella que estudia la disipación de las sobrepresiones intersticiales y la deformación del

suelo. Los asentamientos de deben a cambios de volumen en las arcillas ya que estos suelos son los que tienen presiones intersticiales. En el caso de que sea una arcilla o una arena, los cambios se representan en una dirección (horizontal) por lo que no se tiene control en las longitudes de dicho efecto y por consiguiente sus efectos serán mayores respecto al espesor del estrato consolidado. [12]

La consolidación es el producto de la aplicación de una precarga a un terreno, se podrá observar la reducción del volumen de los suelos finos cohesivos, debido a que la permeabilidad de estos suelos (limos o arcillas), son muy bajas. Se requiere un intervalo de tiempo para que una estructura sea completamente consolidada por medio de una precarga, liberando todo el exceso de presión de poro del agua. [13]

7.3. Asentamientos

El peso de una masa de suelos sobre cualquier estructura genera grandes esfuerzos impuestos en el suelo, la deformación que se puede desarrollar debido a esos esfuerzos causa cambios en las dimensiones del volumen del suelo, lo que a su vez causa que la estructura se deforme. Estas deformaciones con base en un nivel de referencia, se llaman asentamientos. Los asentamientos se pueden calcular y predecir y a su vez se pueden mitigar, controlar o evitar empleado una técnica adecuada de mejoramiento de suelos. [14]

El asentamiento son las deformaciones presentes en el terreno que analizaremos por medio de la aplicación de un método. Siendo algunos de ellos tales como: Inmediatos, Densificación o flujo lateral. [13]

7.3.1. Causas de asentamientos

Cuando actúa una carga vertical sobre la superficie del terreno se presenta un asentamiento, sin embargo, es importante recordar que el suelo se puede asentar por las siguientes razones: [15]

1. Consolidación por su propio peso
2. Desecación natural o debida a algún proceso industrial
3. Inundaciones
4. Mejoramiento mediante químicos
5. Descomposición orgánica natural o causa de algún agente externo

6. Hundimiento regional provocado por bombeo de agua, petróleo o gas natural
7. Sismos, voladura o vibraciones
8. Alivios de esfuerzos por excavación o construcción de un túnel en la vecindad
9. Bombeo de agua por alguna construcción vecina
10. Movimientos tectónicos
11. Erosión subterránea o derrumbes

7.3.2. Causas de los asentamientos provocados por cargas superficiales [2]

1. Asentamiento inicial: Se debe al cambio de los esfuerzos cortantes en la masa del suelo. Esta deformación es análoga a la flexión de una viga: ocurre con rapidez; el volumen del cuerpo que soporta la carga permanece virtualmente inalterado. A medida que el área cargada se asienta, la superficie alrededor de ésta se eleva en una cantidad que equilibra el volumen de hundimiento.
2. Compresión inmediata: Se observa en los suelos no saturados debida a una reducción rápida del volumen de vacíos. Los esfuerzos a la compresión la provocan y va acompañada por un rápido incremento de los esfuerzos efectivos.
3. Compresión o consolidación primaria: Se debe a la reducción gradual del volumen de vacíos bajo esfuerzos efectivos variables. Es un cambio lento provocado por los esfuerzos de compresión bajo la influencia de las presiones de poro que resisten una reducción más rápida de volumen.
4. Compresión o consolidación secundaria: La causa es la reducción gradual de volumen del suelo bajo esfuerzos efectivos constantes. Esta fase comienza cuando las presiones de poro se vuelven aproximadamente cero y se supone que continúa para siempre. Se debe a la deformación lenta de los contactos entre las partículas de arcilla, que se encuentran bajo la influencia de los esfuerzos cortantes, creados por un sistema d esfuerzos principales desiguales.
5. Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (creep): Se debe al ajuste continuo respecto al cambio del esfuerzo constante bajo esfuerzos efectivos constantes. Se supone que comienza justo con el asentamiento inicial y continúa para siempre o hasta que la arcilla adquiere suficiente resistencia adicional mediante la consolidación para resistir el movimiento extraordinario. El

deslizamiento superficial se relaciona con el desplazamiento lateral alejándose de la parte sujeta a cargas de la superficie.

7.3.3. Asentamientos durante la construcción

Algunos suelos, como las arenas y los materiales de drenaje libre, se asientan más rápido cuando se someten grandes cargas. Generalmente los suelen producirse durante la fase constructiva; de modo que, una vez finalizada la construcción, no se producirán asentamientos.

Por el contrario, los suelos limosos y arcillosos tienen un drenaje más lento. Así que, se producirán asentamientos durante la construcción, que persistirán durante varios años, después de que se haya completado la construcción. [16]

7.4. Permeabilidad

Mediante ensayos de laboratorio se puede calcular el coeficiente de permeabilidad K . Por lo tanto, los métodos utilizados en el laboratorio para determinar la permeabilidad son: [12]

1. El permeámetro de carga variable.
2. El permeámetro de carga constante.
3. La medida directa o indirecta mediante una prueba edométrica. (suelos plásticos)

Debido a que se necesitan grandes cantidades de muestras para obtener una buena representación de esta, se requiere que los suelos aplicados sean permeables. El coeficiente de permeabilidad para la prueba de carga variable se puede calcular por medio de la fórmula:

$$k = \frac{a * L}{A(t_1 - t_0)} * \log_{10} \left(\frac{h_0}{h_1} \right)$$

a : Sección transversal de la bureta.

L : Longitud de la muestra de suelo en el permeámetro.

A : Sección transversal del permeámetro.

t_0 : Instante en el que el nivel de agua en la bureta está en h_0 .

h_0 ; h_1 : Alturas entre las que se determina la permeabilidad.

Algunos factores que influyen sobre la permeabilidad empleada para los cálculos en la velocidad de descarga de un fluido que traspasa a través de una

unidad de suelo. El valor de la permeabilidad depende de las características del fluido y del suelo. [12]

Los suelos presentan vacíos interconectados a través de los cuales el agua fluye de puntos de alta energía a puntos de baja energía. La permeabilidad de los suelos depende de varios factores como; la distribución del tamaño de los poros, granulometría de los suelos, relación de vacíos, la viscosidad del fluido y grado de saturación del suelo. En los suelos arcillosos la estructura del suelo es importante. Esta técnica se puede percibir como la capacidad que tiene una masa de suelo para que el agua la atraviese. [17]

Entonces, la permeabilidad es la facilidad con la que se moviliza un fluido a través de un medio poroso. En geotecnia el fluido se refiere al agua y el medio poroso es la masa de suelos. Cualquier material que tenga vacíos es poroso y si los vacíos se encuentran interconectados, posee permeabilidad, por lo que; la roca, el concreto, el suelo y muchos otros materiales son porosos y permeables. Si los materiales tienen poros más grandes, generalmente poseen una relación de vacíos mayor. Incluso los suelos más densos son más permeables que materiales como la roca y el concreto. Materiales como las arcillas y limos en depósitos naturales tiene altos niveles de porosidad o relación de vacíos, pero son casi impermeables, principalmente a causa de los poros pequeños, aunque pueden contribuir otros factores. [17]

La permeabilidad es importante para:

- La evaluación de la cantidad de filtración a través o por debajo de presas y diques, hacia pozos de agua.
- La evaluación de subpresión o fuerzas de filtración bajo estructuras hidráulicas para un análisis de estabilidad.
- La provisión de un control de las velocidades de filtración de tal manera que las partículas de grano fino no sean erosionadas de la masa de suelos.
- Rapidez de asentamiento (consolidación) en los que el cambio de volumen del suelo ocurre en la medida en que el agua es expelida de los poros del suelo como un proceso proporcional bajo un gradiente de energía.

7.5. Arcillas

Los suelos arcillosos muestran que las partículas individuales de arcilla están agregadas en unidades de texturas submicroscópicas denominadas dominios, a su vez los dominios se aglomeran formando grupos llamados grumos. Estos agrupamientos son causados por la fuerza entre las partículas. Al agrupar

grumos se forman pedones (terrón de suelo), que son grupos de pedones (terrones de suelo) de tamaño macroscópicos. [18]

Cuando las partículas de arcilla adquieren cierto contenido de humedad se vuelven adhesivas y pegajosas cambiando su propiedad física conocida como plasticidad. Dependiendo de los granos gruesos presentes en las arcillas varían desde arcilla magra (de baja plasticidad) hasta arcillas grasas (de alta plasticidad). La consistencia de la arcilla inalterada es diferente en sus características a la arcilla que es usada para trabajar en los ensayos de caracterización en el laboratorio. La dureza de la arcilla puede cambiar de rígida a mediana [19]

La arcilla está compuesta por partículas rocosas extremadamente finas, que pueden ser redondas, planas, en forma de agujas o de otros tipos. Sin embargo, un trozo de arcilla seca puede llegar a ser tan duro que puede ser difícil para romper con las manos, por el contrario, las arcillas mojadas se dejan moldear fácilmente.

Los suelos arcillosos varían de muy blandos (y húmedos) a firmes (y relativamente secos). Por lo que, la arcilla firme es un buen material de cimentación. Sin embargo, la tendencia que tiene la arcilla de absorber agua hace que la arcilla firme se dilate y se debilite, lo cual puede hacer que se eleven las cimentaciones y que el suelo impongas mayores presiones a los muros de retención.

Las arcillas blandas y húmedas se desaguan lentamente y se comprimen al momento de colocar cimentaciones sobre ellas. Es difícil usarlas como material de construcción, ya que ceden y fluyen bajo los equipos de compactación, además de que se desecan con demasiado lento.

Las excavaciones en arcilla generalmente son estables. En paredes altas y muy pendientes las arcillas firmes no se desploman. El exceso de altura o verticalidad puede provocar deslizamientos de tierra. Una de las causas principales de esos deslizamientos es la adición de agua en la arcilla y la reducción resultante de la tensión superficial en las pequeñas partículas de arcilla. [16]

7.6. Drenes verticales

De acuerdo con los conceptos fundamentales de mecánica de suelos la colocación de una carga externa en una capa de suelo poco permeable provocará un exceso de presión de agua en el poro, causando un proceso de consolidación donde el agua es expulsada del suelo, acompañado por un incremento gradual del esfuerzo efectivo y una disminución correspondiente en

el exceso de presión de poros. El proceso de consolidación continuará hasta que el exceso de presión de poros sea disipado, es un proceso cuya duración depende de las características de consolidación del suelo y la ruta de drenaje (cuanto más largo es la ruta de drenaje, cuanto más largo es el proceso de consolidación). La idea detrás de la instalación de drenes verticales es reducir la longitud de la ruta de drenaje y por lo tanto reducir el tiempo de consolidación.

Los drenes verticales es un método que se ha usado desde los años 30 y su finalidad es acelerar el proceso de consolidación de los suelos, son compuestos por columnas de arena de aproximadamente 0.3 m de diámetro (dren de arena) o de material fibroso prefabricado en forma de manguera plana (dren tipo mecha). Los drenes proporcionan la trayectoria adecuada para que el agua que está en los poros del suelo escape durante el proceso de consolidación recorriendo una distancia más corta en menos tiempo. No hay duda de que los drenes verticales han contribuido a la terminación en menor tiempo de diferentes proyectos de ingeniería, pero se debe tener especial cuidado al evaluar si son o no son necesarios. También se ha expresado que el suelo puede sufrir una alteración en la permeabilidad durante la instalación de los drenes lo que podría implicar que la solución resulte peor que la causa [15]

El drenaje vertical o wick drains son lengüetas prefabricadas de plástico adaptados al drenaje de agua. El núcleo flexible está hecho de polipropileno de alta calidad con unas dimensiones de 10cm de ancho y 2 de alto, haciendo que la extracción del agua la más adecuada. La principal función del drenaje vertical es acelerar el proceso de consolidación para un suelo saturado utilizando una precarga, se usan para reducir considerablemente el proceso de asentamientos y el tiempo de construcción haciendo su proceso más ágil. [3]

7.6.1. Tipos de drenes verticales

7.6.1.1. Dren de arena

Los drenes verticales son normalmente usados para acelerar la consolidación en suelos de arcillas muy blandas, limos y otros materiales compresibles, esto se logra instalando una serie de drenes verticales hechos de arena, normalmente de grano medio. El diámetro de estos drenes generalmente no es inferior a los 30 cm y son puestas en una cuadrícula cuadrada distanciados uno del otro de 2 a 3 m. es necesario un estudio cuidadoso donde se estudie el espaciamiento de los drenes de arena y la tasa de consolidación, la profundidad de estos drenes debe extenderse a través del suelo compresible. [20]

7.6.1.1.1. Construcción e instalación de drenes de arena

Los agujeros requeridos para la instalación de los drenes de arena en el suelo se pueden hacer mediante cualquier método que sea el más económico con respecto a las necesidades de construcción. El tubo o mandril requerido para revestir el agujero y evitar que se derrumbe puede estar abierto o cerrado en el fondo y se puede insertar mediante chorro de agua, hincado, rotación o vibración. El suelo que originalmente ocupó el espacio donde se ha abierto el agujero mediante perforación con agua o con barrenas o utilizando alternadamente ambos métodos, se desplaza hacia arriba lentamente.

Para la construcción de drenes se pueden emplear tres métodos donde los primeros dos son muy comunes y el tercero se podría utilizar en proyectos pequeños sin fondos para los altos costos de movilización. Dichos métodos son:

- Hincado con chorro de agua a alta presión
- Desplazamiento del terreno natural
- Perforación mediante inyección de agua

En todos se hinca un tubo de acero en el suelo, posteriormente este tubo se extrae cuando ya se ha vertido arena desde la parte superior para llenar el agujero. Todos los métodos requieren de una mano de obra calificada. El diámetro del agujero varía generalmente entre 0.2 m y 0.5 m.

El hincado con chorro de agua a alta presión se logra descargando agua por el extremo inferior del tubo de acero a una velocidad aproximada de 50 l/s. Cuando el agua golpea el fondo del agujero provoca que el suelo se disgregue debido a la erosión. En seguida fluye hacia arriba, transportando los fragmentos de suelo a la superficie. A medida que aumenta la profundidad del agujero, el tubo de acero se hunde por su propio peso. El método tiene la ventaja de que la alteración del suelo es mínima, pero presenta problema ya que requiere grandes cantidades de agua, además, la alta velocidad del flujo de agua que sale del agujero, mezclada con lodo crea un problema de cómo deshacerse de ella y puede presentar riesgos de contaminación ambiental.

En el método de desplazamiento, el extremo inferior del tubo se cierra, por ejemplo, mediante una tapa de bisagra que la fuerza con el fondo. Cuando el tubo es forzado a penetrar en el suelo, éste se desplaza hacia arriba y hacia los lados por corte y compresión.

Cuando el tubo alcanza la profundidad deseada, por la parte superior se introducen arena y agua y posteriormente se retira el tubo. La tapa en el fondo se abre y el agujero se llena de arena. Este método tiene la ventaja de la autosuficiencia ya que no requiere de grandes cantidades de agua ni de un sistema de drenaje, por otro lado, existe la desventaja de que altera severamente el suelo. Se supone que las perturbaciones provocan altas presiones de poro iniciales y una zona de baja permeabilidad alrededor del agujero, eliminado así gran parte de la ventaja de contar en primer lugar con el dren.

La perforación del agujero mediante perforación con agua es más lenta y costosa que con los dos métodos anteriores. No obstante, se ha demostrado que vale la pena en proyectos pequeños donde el tiempo y el dinero requerido para movilizar el equipo especial compensa la demora y el gasto inherente al método. En las perforaciones con agua, el agujero se profundiza circulando agua dentro del mismo a velocidades de 1 a 2 l/s. A medida que el agua se sube a la superficie, se desvía hacia un tanque donde se asientan las partículas de suelo que se desprendieron del agujero. Desde el tanque se bombea agua limpia de regreso al circuito. El tubo de acero sigue el avance del agujero hundiéndose por su propio peso y en caso de ser necesario, se empuja ligeramente. El método tiene la ventaja de que la alteración del suelo es leve y de que se puede realizar con equipo sencillo. [2]

7.6.1.2. Dren tipo mecha

También conocidos como drenes prefabricados, usualmente son hechos en materiales plásticos o materiales con núcleo de plástico que están forrados en un geotextil muy filtrante donde se ha considerado la fuerza de tensión, estos drenes no requieren de arena para transmitir el flujo y sus formas generales son formas alargadas cuyas dimensiones generales son 10cm de ancho y de 0.02 a 0.06 cm de espesor. Los drenes prefabricados son insertados dentro del suelo utilizando una herramienta tipo lanza, que empuja este elemento a través de la capa del suelo, haciendo que el suelo alrededor colapse. [20]

Las ventajas que tienen los drenes de banda prefabricados son:

1. Bajo costo.
2. Instalación rápida.
3. Continuidad del dren asegurada.
4. Lugar limpio.

5. Equipo de instalación ligero.
6. Alta permeabilidad.
7. Alteración insignificante del suelo.
8. Drenaje positivo.

Una característica importante que tienen los drenes prefabricados es su capacidad para permitir el flujo por unidad de área de su sección transversal. Otra es la penetrabilidad del filtro que rodea al núcleo.

La camisa del dren o filtro exterior, cuyo espesor es de 0.2 a 0.4 mm, debe tener una permeabilidad igual de alta a la del suelo que circula a treves de él, de modo que no impida el flujo hacia el núcleo. El filtro que conforma la superficie exterior del dren debe permitir que algunas partículas de arcilla atraviesen al interior del dren y sean arrastradas por el caudal de descarga. La evacuación de las partículas finas es deseable, siempre y cuando ocurra a velocidades moderadas porque conduce a una estructura de suelo más abierta y a una alta permeabilidad alrededor del dren, lo que a su vez incrementa el diámetro efectivo del mismo. Además, el filtro debe soportar las presiones laterales del suelo que se producen desde el exterior, para que no se flexione en exceso, lo que provocaría que los conductores del agua se tornen demasiado estrechos, haciendo que disminuya considerablemente la conductividad del agua. [2]

7.6.1.2.1. Instalación de drenes tipo mecha o prefabricados

El equipo de instalación tiene gran variedad, así como los drenes mismos. Los tipos comunes de drenes de banda, de 90 a 100 mm de ancho y de 3 a 5 mm de espesor, por lo general se instalan mediante una lanza de aproximadamente 140 mm en sección transversal. Los aparejos de perforación están equipados con un mandril abierto o cerrado. Son capaces de ejercer una fuerza hacia abajo de hasta más de 200 kN e hincar simultáneamente hasta cuatro mechas. Las velocidades de instalación son del orden de 0.3 a 0.6 m/s; la profundidad de hincado es de aproximadamente de 45 m. Los drenes de banda son enrollados en carretes para que cuando el mandril se encaje en el suelo, la banda se desenrolle. Las mechas de arena y los tubos flexibles se instalan con equipo y métodos parecidos a los utilizados para los drenes de arena. [2]

7.6.2. Diseño de drenes verticales

Los drenes facilitan el trayecto para que el agua que se encuentra en los poros escape de la arcilla en el proceso de consolidación, de esta manera recorre una distancia más corta de la que sería necesaria sin ellos; también permite que el flujo dentro del suelo sea en dirección horizontal, cuya dirección es la dirección de menor resistencia.

El diseño de los drenes verticales se relaciona con la investigación obtenida de las propiedades del suelo, a su vez se puede incluir los resultados de los diseños de cimentación, registros de pozos de agua perforados y los asentamientos o daños que haya sufrido la estructura previamente. También se puede mostrar evidencia de los comportamientos del suelo después de haber realizado excavaciones y el comportamiento de los taludes ya sean naturales o artificiales. La compilación de todos estos datos contribuye al análisis de las condiciones del suelo para determinar la viabilidad del uso o no de este sistema y sus dimensiones. [15]

7.7. SIGMA/W

SIGMA / W utiliza una formulación basada en elementos finitos para realizar análisis de tensión y deformación de estructuras terrestres. Su completa formulación de tensión-tensión permite analizar problemas simples y altamente complejos. SIGMA / W puede realizar un análisis de deformación elástica lineal simple o un análisis de tensión eficaz, elástico y plástico no sofisticado, altamente sofisticado, que puede involucrar interacciones entre la estructura del suelo, la tensión combinada y la respuesta de la presión del poro del agua, y consideraciones de estabilidad basadas en la tensión. Los numerosos modelos de suelo constitutivos le permiten representar una amplia gama de suelos o materiales estructurales. Además, SIGMA / W puede modelar la generación y disipación de la presión del agua de los poros en una estructura del suelo en respuesta a las cargas externas. Estas características le permiten a SIGMA / W analizar casi cualquier problema de tensión o deformación que encontrará en proyectos de ingeniería geotécnica, civil y minera. [21]

8. METODOLOGÍA

Para evaluar el mejoramiento de un suelo arcilloso de baja compresibilidad mediante la implementación de drenes verticales y sus efectos con dicha técnica. En primera instancia fue necesario realizar una serie de ensayos de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas y físicas del suelo, además para conocer los datos requeridos para el cálculo de asentamiento, aceleración de la consolidación, humedad óptima, entre otros.

Para llevar a cabo los ensayos de laboratorio se hizo una búsqueda de un suelo que fuese apto para este proyecto, el cual fue una arcilla de baja compresibilidad. Donde se encontraron dos posibles lugares que podrían tener dicho suelo, los cuales resultaron no ser aptos, ya que después de realizar las pruebas de caracterización, no cumplieron con las condiciones estipuladas. Por lo tanto, se continuó con la búsqueda del suelo y se obtuvo un suelo apto para el proyecto en una finca vía Acapulco llamada villa Nancy. Donde se extrajo una cantidad de 5000 gr para clasificar el suelo mediante los ensayos de granulometría y límites de Atterberg, los resultados de estos ensayos arrojaron que el suelo cumplía con las características determinadas inicialmente para este proyecto.

8.1. Metodología para ensayos de laboratorio

En el ensayo de granulometría (INV E-123-13) se usaron 1600 gr para hacer la clasificación del suelo, donde se utilizaron los tamices; N° 4, N°10, N°20, N°40, N°60, N°140 y N°200, se descartaron los demás tamices debido a la ausencia de gravas en el suelo. En seguida se procedió a tamizar el suelo, pesar la cantidad de suelo retenido en los tamices y al finalizar el ensayo, después de tener todos los datos, se calculó la cantidad de gravas, arenas y finos que contiene el suelo.

Fotografía 1. Equipo para el ensayo de granulometría



Fuente: Elaboración propia.

Para los límites de Atterberg (INV E-125-13), se tamizó el suelo y se utilizó el que pasó por el tamiz N° 40. El límite líquido se determinó por tanteos, en los cuales una porción de muestra fue esparcida en la cazuela de casa grande y se dividió en dos con un ranurador, permitiendo que esas dos partes fluyeran como resultado de los 25 golpes recibidos por la caída repetida de la cazuela sobre la base. Para el límite plástico se utilizó muy poco material, en donde se adicionó poca agua hasta que tuviera una textura parecida a la plastilina, se amaso y se hicieron rollitos hasta que el suelo fuera perdiendo humedad y este se partiera por sí mismo. Finalmente se separaron dos especímenes, para hacer los cálculos planteados en la norma INVIAS.

Fotografía 2. Equipo para ensayo de límites.



Fuente: Elaboración propia.

Para el ensayo de permeabilidad (INV E- 130-13) con cabeza variable, se preparó la muestra acorde al manual del laboratorio, usando el molde respectivo con bureta de 100 ml a la cual se le adicionaba agua por la parte superior para que el agua atravesara la pastilla con la muestra de suelo, que tenía dos piedras porosas y finalmente el agua salía por la parte inferior mediante una manguera. Se iban registrando los datos de longitud que marcaba el descenso del nivel de agua en la bureta.

Fotografía 3. Equipo para ensayo de permeabilidad.



Fuente: Elaboración propia.

En el ensayo de Proctor modificado (INV E-142-13) se empleó para determinar la relación entre la humedad y el peso unitario seco de los suelos y hacer la curva de compactación que arroja el dato de humedad óptima, para lo cual se usó el método A especificado en la norma, que se refiere a un molde de diámetro de 4", el material que pasa por el matiz N°4 y un martillo 10lbf que cae libremente desde una altura de 18". Se tomaron 3000 gr de suelo al cual se le calculó el 10% de agua que correspondía al peso del material, que posteriormente se le echó el agua para homogenizar todo el material que se dividió en 5 partes iguales para llenar el molde con 5 capas debidamente compactadas con 25 golpes cada una, luego se pesó el molde con el material y se extrajo una muestra para calcular la humedad respectiva a este porcentaje de agua. Proceso que se repitió tres veces más adicionando el 2% de humedad a cada ensayo y finalmente se encontró la densidad y humedad óptima del suelo.

Fotografía 4. Equipo para ensayo de Proctor modificado.



Fuente: Elaboración propia.

Se realizó el ensayo de compresión simple (INV E-152-13) para determinar la resistencia a la compresión no confinada del suelo aplicando carga axial, para lo que se hizo una muestra según las especificaciones de la norma y posteriormente la muestra fue sometida a carga en el equipo de compresión del laboratorio.

Fotografía 5. Equipo para ensayo de compresión simple.



Fuente: Elaboración propia.

Fotografía 6. Ángulo de falla de la muestra.



Fuente: Elaboración propia.

El ensayo de corte directo consolidado drenado CD (INV E-154-13), se realizó para determinar la resistencia al corte de la muestra del suelo consolidado y drenado para lo cual se preparó la muestra de suelo utilizando el mismo procedimiento que en el ensayo de Proctor empleando la humedad óptima y posteriormente se extrajeron 3 muestras pequeñas, del tamaño del molde de área = 36 cm^2 , para realizar el ensayo con cargas de $0,5 \text{ kg/cm}^2$, 1 kg/cm^2 y 2 kg/cm^2 respectivamente.

Fotografía 7. Equipo para el ensayo de corte directo.



Fuente: Elaboración propia.

Fotografía 8. Pastilla del ensayo de corte directo.



Fuente: Elaboración propia.

El ensayo de consolidación unidimensional de suelos (INV E-151-13), es un procedimiento que se utilizó para determinar la magnitud y la velocidad de consolidación de la muestra del suelo sometiendo a incrementos de carga con esfuerzo controlado, donde se realizó nuevamente el mismo procedimiento que en el ensayo de Proctor, para extraer una pastilla cilíndrica de área $34,21 \text{ cm}^2$, para colocarla en el molde de la máquina y se comenzó con el ciclo de carga; $0,5 \text{ kg/cm}^2$, 1 kg/cm^2 , 2 kg/cm^2 y kg/cm^2 . Para el ciclo de descarga se aplicaron cargas de: 2 kg/cm^2 , 1 kg/cm^2 , $0,5 \text{ kg/cm}^2$.

Fotografía 9. Equipo para ensayo de consolidación unidimensional de los suelos.



Fuente: Elaboración propia.

Ensayo gravedad específica de los suelos granulares (INV E-223-13), se utilizó para determinar la gravedad específica del suelo que previamente debió haber sido tamizado por el tamiz N°4, del cual se utilizaron 5000 gr de grava, al cual se le realizó el ensayo. Se dejó el material saturando un día, luego se hizo un secado superficial del material, posteriormente fue pesado. Para finalizar, se secó el material en el horno.

Fotografía 10. Equipo para ensayo de gravedad específica de los suelos granulares.



Fuente: Elaboración propia.

Ensayo gravedad específica de los suelos finos (INV E-128-13), para calcular la gravedad específica para los suelos finos se necesitó pesar el picnómetro, 75 gr de muestra del suelo y tomar la temperatura del agua. Se llenó el picnómetro con agua sacándole el aire acumulado con la bomba de vacíos, se pesó el picnómetro luego de sacarle el aire acumulado. Luego se procede a adicionar el material al picnómetro con agua y se le sacan los vacíos, pesando el material, el picnómetro y el agua, y al finalizar se pesó el picnómetro seco.

Fotografía 11. Equipo para ensayo de gravedad específica de los suelos finos.



Fuente: Elaboración propia.

8.2. Metodología para el modelo a escala

Luego de obtener los datos necesarios para tener una información completa acerca de las propiedades mecánicas del suelo, se procedió a construir un modelo a escala el cual consistió en construir una caja de madera con medidas de 0.6x0.6x0.6 m, donde se evaluó el asentamiento que sufrió el suelo, al que se le aplicó una precarga de 192 Kg, junto a los drenes verticales hasta que éste termino de asentarse. También se fabricaron unas mangueras agujeras de $\frac{1}{2}$ de pulgada que fueron recubiertas con un geotextil para cumplir con la función de los drenes verticales.

Fotografía 12. Dren cubierto con geotextil.



Fuente: Elaboración propia.

La caja de madera fue llenada con tres capas de materiales distintos separados por geotextiles, generado tres diferentes estrados debidamente compactados con la humedad optima, de tal manera que la primera capa estaba conformada por 10 cm de arena.

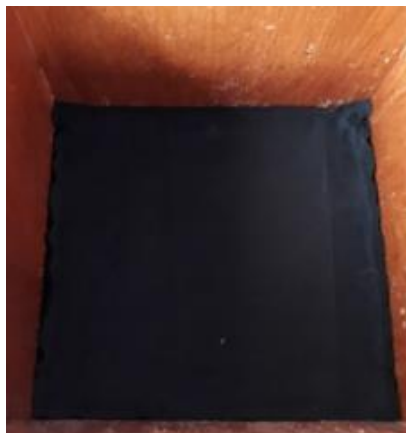
Fotografía 13. Caja de madera con capa de arena de 10cm.



Fuente: Elaboración propia.

Para evitar que los materiales se hicieran homogéneos, se decidió separar cada capa con geotextil, en primera instancia se separó el estrato de arena del estrato arcilloso.

Fotografía 14. Separación con geotextil para la capa de arena.



Fuente: Elaboración propia.

Para el llenado de la segunda capa del modelo a escala, el cual consistió en la mezcla de la arcilla de baja plasticidad con cantidades de agua debidamente calculadas para alcanzar el nivel de humedad óptima del 14%, se mezcló el agua con el suelo arcilloso hasta conseguir la textura adecuada.

Fotografía 15. Mezcla del suelo arcilloso con la humedad óptima.



Fuente: Elaboración propia.

Para lograr el segundo estrato formado por arcilla de baja plasticidad de espesor de 40 cm, fue necesario realizar varias capas de 10 cm de espesor para facilitar la compactación del suelo hasta conseguir el espesor de 40 cm.

Fotografía 16. Llenado del estrato de arcilla.



Fuente: Elaboración propia.

Se ubicó cada capa arcilla respectivamente para luego poder ser compactada suavemente y así evitar fugas, grietas o fisuras en la madera.

Fotografía 17. Compactación del estrato de arcilla.



Fuente: Elaboración propia.

Luego de su compactación final, en el estrato de arcilla, se delimitó el área de la placa de concreto y la ubicación de los drenes verticales.

Fotografía 18. Delimitación de la placa y ubicación de los drenes.



Fuente: Elaboración propia.

Una parte fundamental de la construcción del modelo a escala fueron los drenes verticales, ya que fue indispensable definir la profundidad que el dren debía alcanzar que equivale a la totalidad del segundo estrato, es decir 40 cm y el diámetro que requería el dren para poder penetrar la arcilla. Con una varilla de acero de mayor diámetro que los drenes, se fue penetrando el estrato hasta alcanzar la profundidad deseada y posteriormente introducir el dren.

Fotografía 19. Determinación de la profundidad y diámetro para los drenes.



Fuente: Elaboración propia.

Luego de que la ubicación, diámetro apertura y profundidad de cada dren fuese determinada, se procedió a la instalación de cada uno de los drenes con un total de nueve drenes.

Fotografía 20. Implantación de los drenes.



Fuente: Elaboración propia.

Se requirió evitar la homogeneidad de los estratos presentes en el suelo, para eso se utilizó otra capa de geotextil entre el suelo de arcilla y la capa de grava.

Fotografía 21. Separación con geotextil del estrato de arcilla y la grava.



Fuente: Elaboración propia.

Se preparó una capa de grava aproximadamente de $\frac{3}{4}$ de pulgada en la parte superior del modelo con un espesor de 7 cm. En la superficie se instaló una placa de concreto de 20x20 cm, con huecos formando una grilla, distribuyendo los agujeros cada 5 cm, para poder introducir hasta una profundidad de 40 cm los drenes, llegando hasta la superficie de la capa de arena. Un total de nueve mangueras agujeradas que representan los drenes verticales. Esta placa fue la base de la carga aplicada al modelo.

Fotografía 22. Estrato de grava para el estrato con la placa de concreto.



Fuente: Elaboración propia.

Se saturó el modelo por completo para luego proceder a aplicar la carga, con todas las condiciones iniciales a las cuales se sometió este depósito de suelo.

Fotografía 23. Saturación del modelo a escala.



Fuente: Elaboración propia.

Consecutivamente, al modelo se le aplicó una carga determinada por el ensayo de consolidación. Mediante la colocación de cuatro deformímetros se registraron las medidas de las deformaciones hasta que finalmente se obtuvo el asentamiento total.

Fotografía 24. Carga del modelo a escala con los deformímetros.



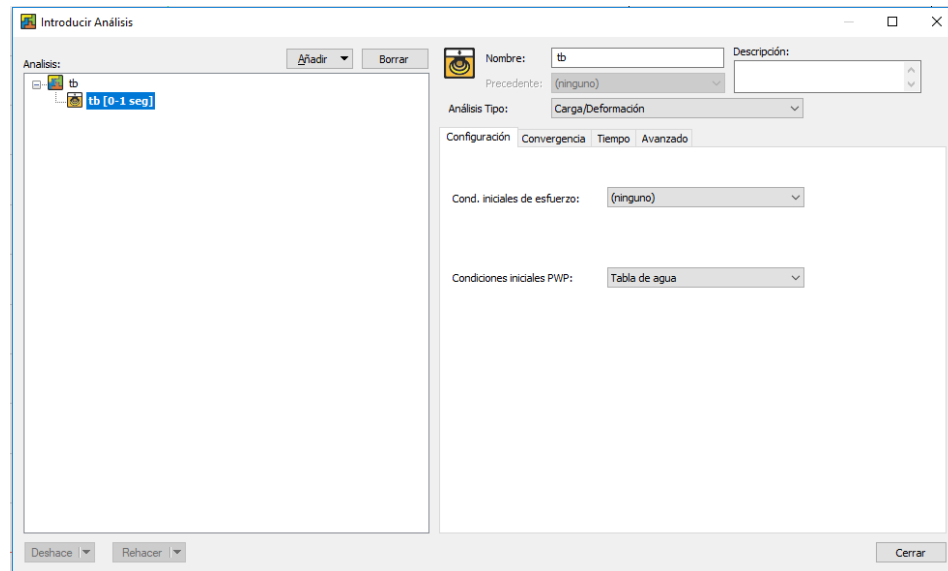
Fuente: Elaboración propia.

8.3. Metodología para el software Sigma/W

Para obtener un mejor análisis de los resultados del modelo a escala se realizó una modelación en el software SIGMA W de la casa de GeoStudio. A continuación, se muestra la modelación en el software, donde se observan los asentamientos producidos por el suelo arcilloso en estado saturado y con una precarga aplicada al modelo de 192 Kg.

Para empezar la modelación en SIGMA W, el primer paso fue establecer las condiciones iniciales para el nivel freático PWP: Tabla de agua y seleccionar el análisis tipo: carga/deformación, en la pestaña de configuración.

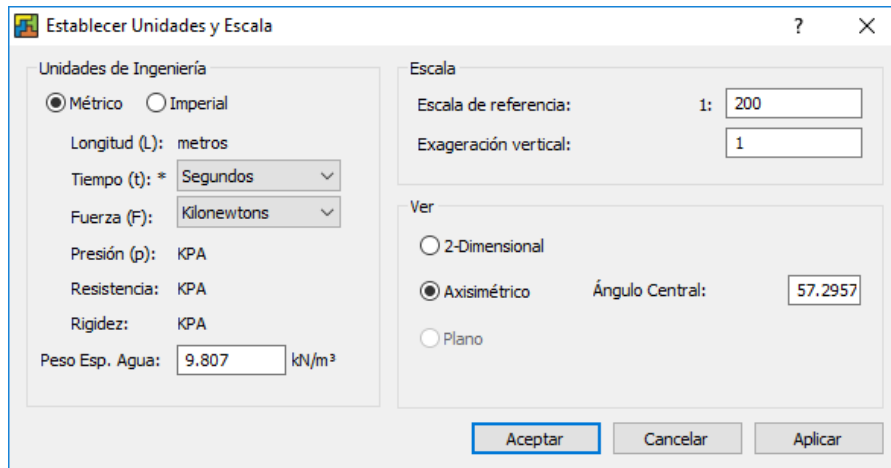
Ilustración 1. Condiciones iniciales para el análisis tipo (carga/deformación) y en nivel freático.



Fuente: Elaboración propia.

Seguidamente se establecieron las unidades que se utilizaron para el proyecto, en este caso se usó el sistema de unidades métrico y además se estableció la escala para la modelación.

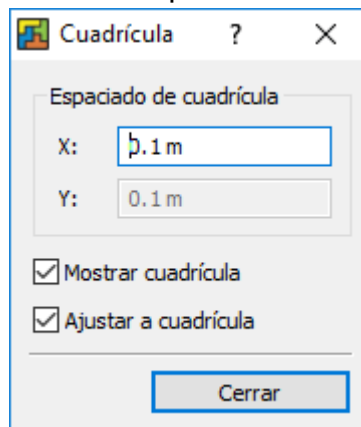
Ilustración 2. Verificación de las unidades.



Fuente: Elaboración propia.

Para establecer una mejor visibilidad en la hoja de modelación respecto al modelo a escala que tiene dimensiones considerablemente pequeñas: 0.6 x 0.6 metros, se trabajó con un espaciado de cuadrícula de 0.1 m de longitud tanto para el eje X como para el eje Y

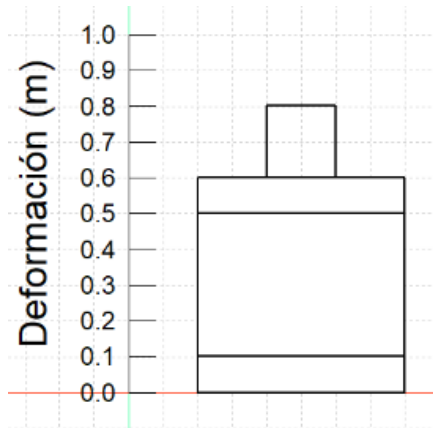
Ilustración 3. Espaciado de la grilla.



Fuente: Elaboración propia.

Utilizando la función línea, se dibujó el perímetro del modelo, delimitando los diferentes estratos y la carga que se le aplicó al modelo.

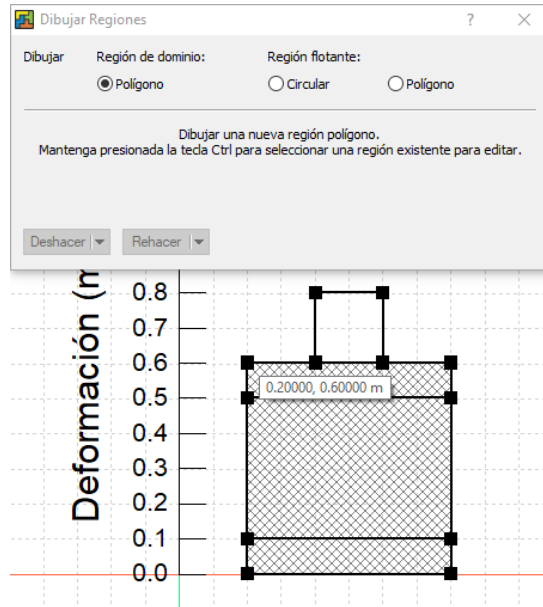
Ilustración 4. Elaboración del dibujo del modelo en el software.



Fuente: Elaboración propia.

En la ventana "Dibujar Regiones" se seleccionó la opción: polígono, con la cual se delimitaron las regiones de los estratos presentes en el modelo, los cuales fueron: el estrato de arcilla, arena y grava.

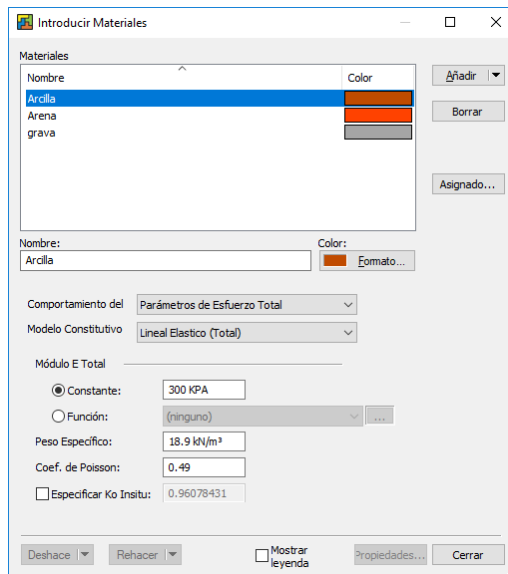
Ilustración 5. Delimitación de los estratos del modelo.



Fuente: Elaboración propia.

Luego de haber insertado las regiones, se introdujeron las propiedades de los materiales de cada uno de los estratos, se insertaron los valores del módulo de elasticidad, peso específico y número de Poisson, para cada uno de los materiales del modelo respectivamente.

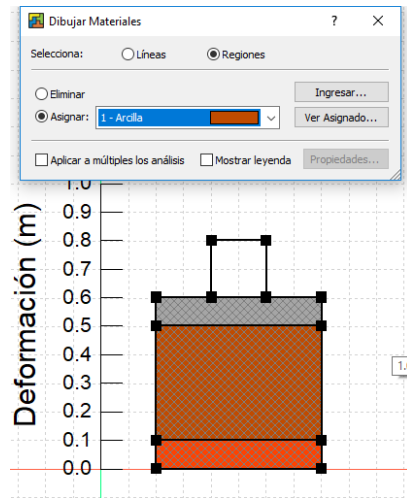
Ilustración 6. Propiedades de los materiales.



Fuente: Elaboración propia.

Después de tener las regiones delimitadas y haber establecido las propiedades de los materiales. Se procedió a asignar los materiales a cada uno de los estratos individualmente.

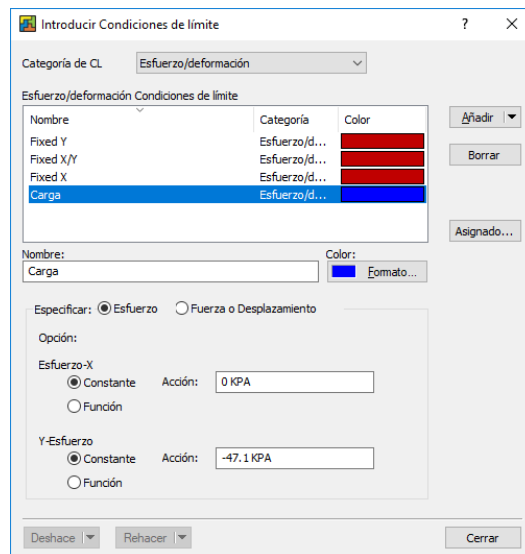
Ilustración 7. Asignación del material para cada uno de los estratos.



Fuente: Elaboración propia.

Antes de correr el programa se debió tener en cuenta las condiciones en los límites del modelo, que se refiere a los bordes de cada una de las aristas del modelo. Una de las condiciones límites del modelo es la carga aplicada, por lo tanto, se creó esta condición límite con una constante de $-47,1$ kPa (192 Kg) aplicada al modelo.

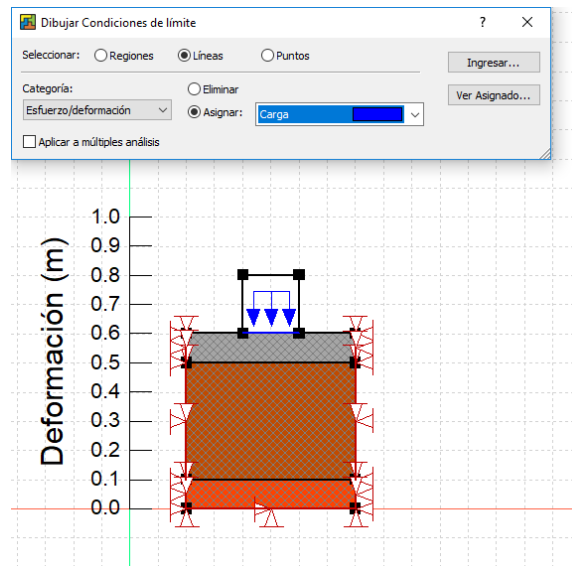
Ilustración 8. Crear la condición límite para la carga.



Fuente: Elaboración propia.

Después de haber creado la condición límite, a cada una de las aristas del modelo se le aplicó una condición de X/Y, que consistió en limitar o evitar que el modelo se deformase en las arista y para la sección de la carga, se asignó la condición creada denominada: “carga”.

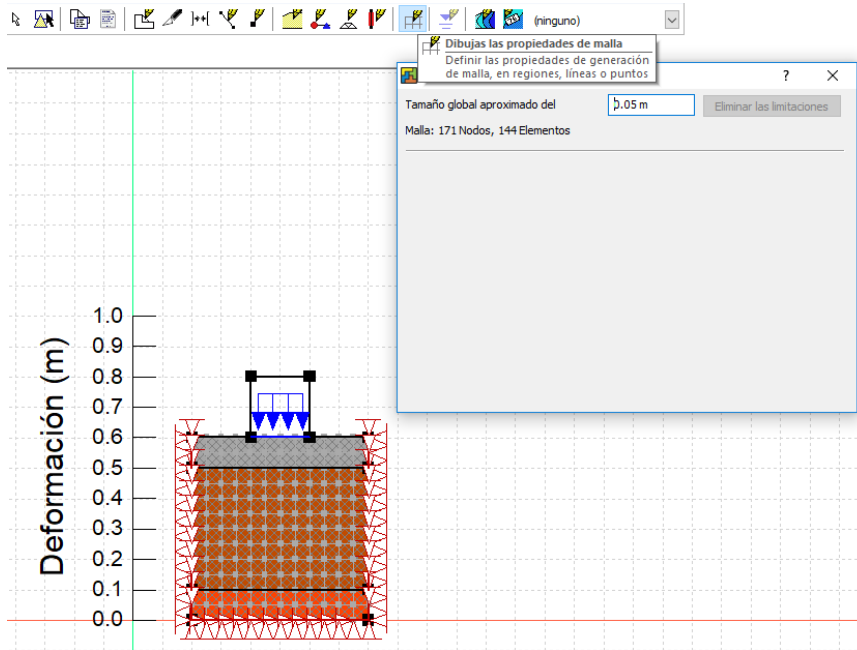
Ilustración 9. Condiciones límites.



Fuente: Elaboración propia.

Al tener las condiciones límites establecidos previamente, se procedió a dibujar las propiedades de la malla de falla, el cual tiene un tamaño de 0,05m para cada uno de los nodos.

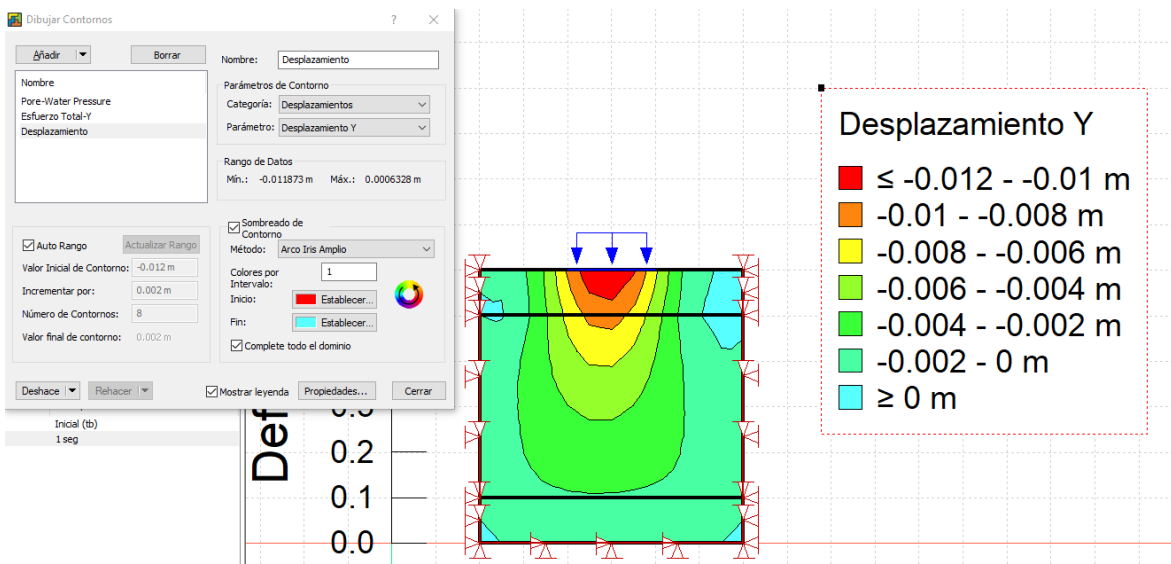
Ilustración 10. Configuración de las propiedades de la malla.



Fuente: Elaboración propia.

Para finalizar, después de obtener todos los datos de condiciones iniciales, límites y de materiales, se corrió el programa el cual arrojó valores de desplazamientos, presión de agua de poros y carga de presión.

Ilustración 11. Desplazamientos en Y o Asentamientos.




Fuente: Elaboración propia.

9. RESULTADOS

A continuación, se plasmaron los datos obtenidos en el laboratorio de geotecnia.

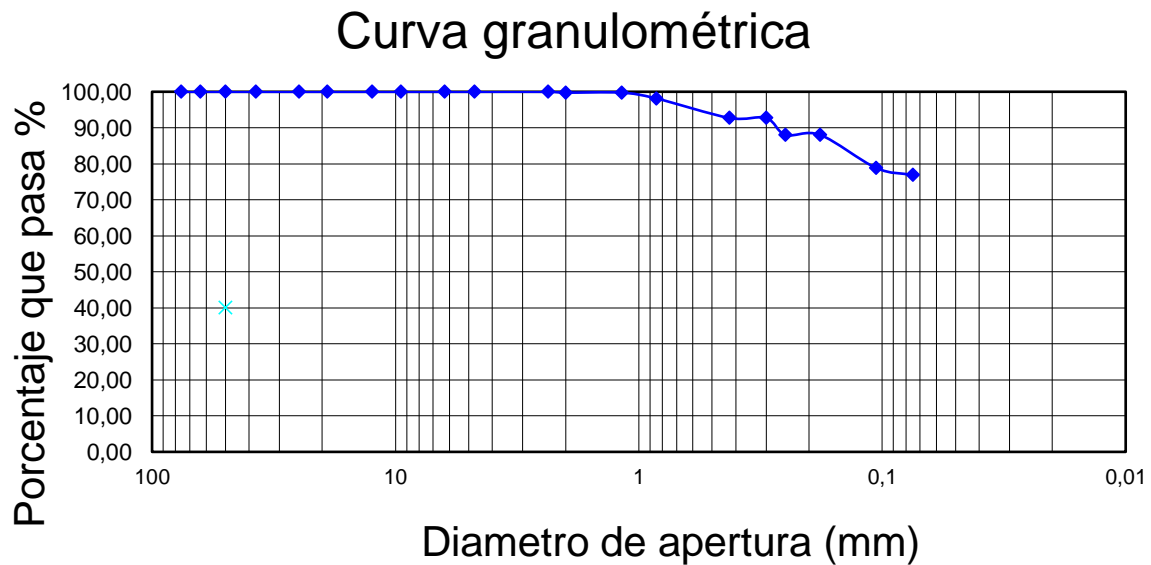
9.1. Granulometría

Tabla 1. Granulométrica.

		ENSAYO DE GRANULOMETRÍA RESULTADO DEL LABORATORIO INV E-123 13 Fecha:14-03-2018	
Gravas	0,01 %	PROYECTO: DRENES VERTICALES	
Arenas	23,12 %	LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA	
Finos	76,87 %		

Fuente: Elaboración propia.


Gráfica 1. Curva Granulométrica.



Fuente: Elaboración propia.

9.2. Límites de Atterberg


Tabla 2. Datos para límites de Atterberg.

		<p>ENSAYO LIMITES DE ATTERBERG RESULTADOS DE LABORATORIO INV E 125 -13; INV E 126 -13 Fecha:16-03-2018</p>
LL	43 %	PROYECTO: DRENES VERTICALES
LP	23 %	LOCACIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA
IP	20 %	

Fuente: Elaboración propia.

9.3. Permeabilidad


Tabla 3. Permeabilidad.

		<p>ENSAYO LIMITES DE ATTERBERG RESULTADOS DE LABORATORIO INV E 130 -13 Fecha:18-03-2018</p>			
		<p>PROYECTO: DRENES VERTICALES LOCACIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA</p>			
DATOS INICIALES					
W_{mol}	75,73	gr			
H_{mol}	2,7	cm			
Diámetro	6,7	cm			
W_{sh+mol}	229,4	gr			
$\eta T / \eta_{20}$	0,85	-			
N° ensayo	h_{ini}	h_{fin}	t_{min}	Q	T °
1	70	50	11520		27
2	70	61	2580		27
3	70	48	7150		27

Fuente: Elaboración propia.

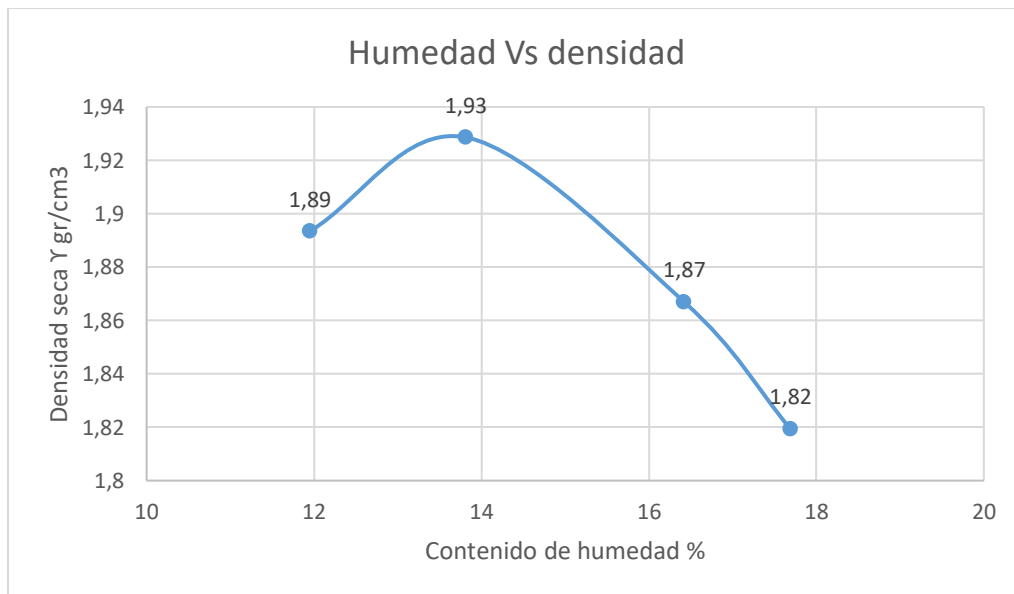
9.4. Proctor modificado

Tabla 4. Proctor modificado.

	ENSAYO MODIFICADO DE COMPACTACIÓN	
	RESULTADOS DE LABORATORIO	
	INV E 142-13	
	Fecha: 20-03-2018	
DATOS TABLA		
Húm opt	13.9 %	PROYECTO: DRENES VERTICALES
γ_{opt}	1,93 gr/cm ³	LOCACIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

Fuente: Elaboración propia.

Gráfica 2. Humedad óptima.



Fuente: Elaboración propia.

9.5. Consolidación fase completa

Tabla 5. Consolidación unidimensional de los suelos.



ENSAYO CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E 151-13

Fecha:22-03-2018

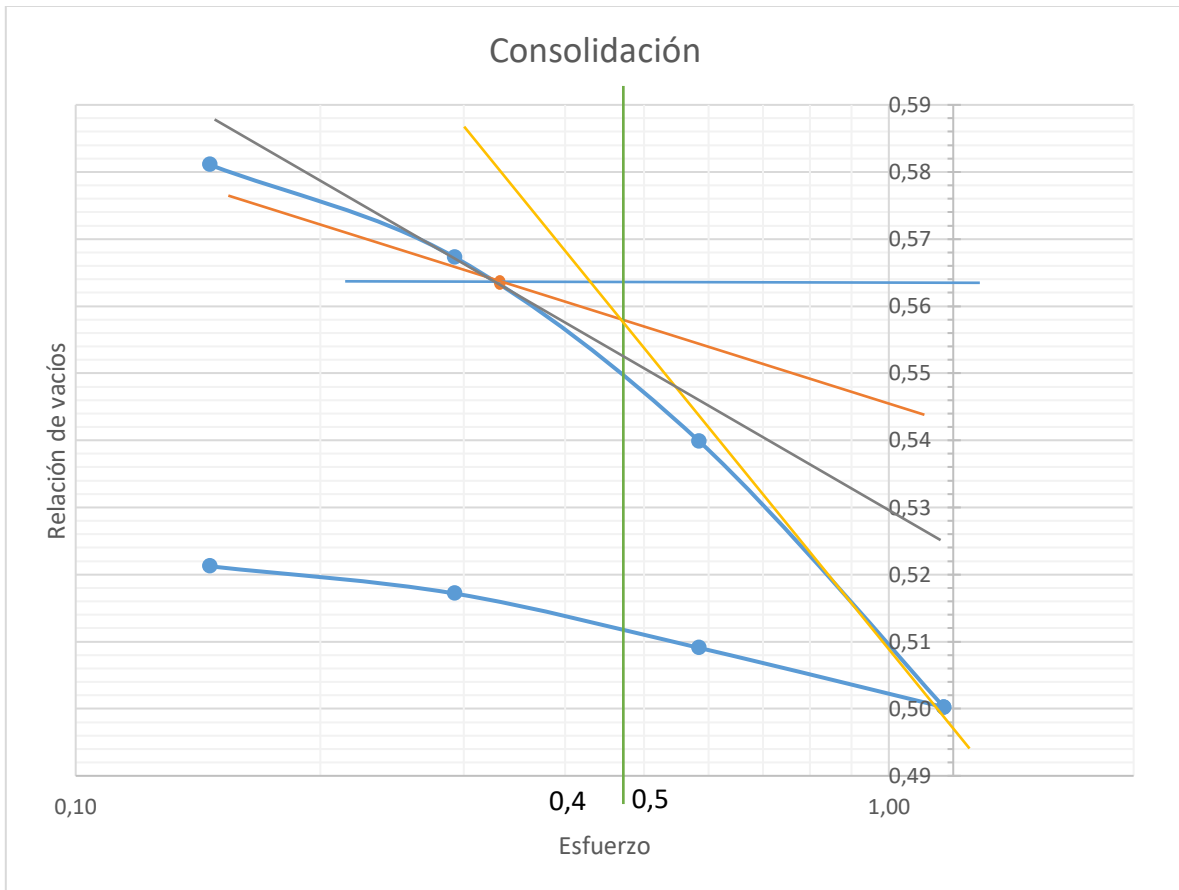
PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

Altura de solidos (H_s)	1,753	cm
Altura inicial de vacíos (H_v)	1,047	cm
Altura fina de vacíos (H_{vf})	0,077	cm
Relación de vacíos inicial (e_i)	0,597	
Relación de vacíos fina (e_f)	0,044	
Grado de saturación inicial (S_i)	0,781	
Esfuerzo histórico de pre-consolidación (P_c)	0,480	kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.


Gráfica 3. Consolidación fase de carga y descarga.



Fuente: Elaboración propia.

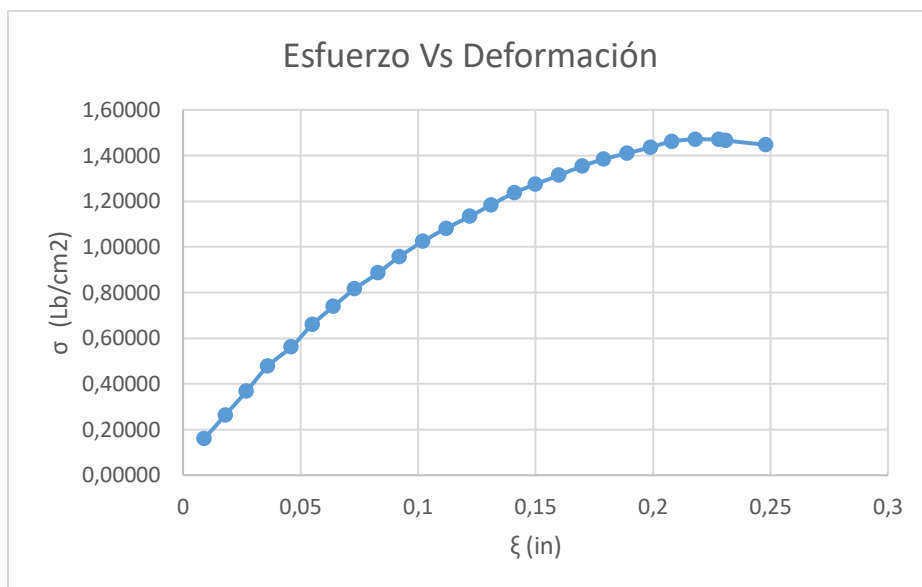
9.6. Compresión simple

Tabla 6. Compresión simple.

 Universidad Pontificia Bolivariana	ENSAYO COMPRESION INCONFINADA DE LOS SUELOS RESULTADOS DE LABORATORIO INV E- 152 - 13 Fecha: 26-03-2018
	PROYECTO: DRENES VERTICALES LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA
DATOS GRÁFICA	
q_u 1,48 lb/cm ²	

Fuente: Elaboración propia.


Gráfica 4. Esfuerzo Vs deformación.



Fuente: Elaboración propia.

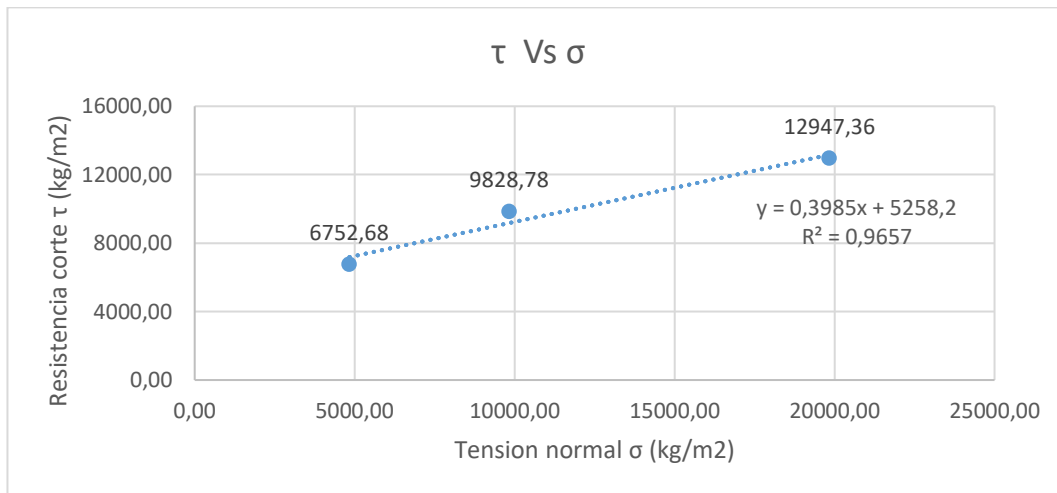
9.7. Corte directo en suelo cohesivo consolidado – drenado

Tabla 7. Corte directo.

	ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN CONDICION CONSOLIDADA DRENADA RESULTADOS DE LABORATORIO INV E- 154 - 13 Fecha: 26-03-2018	
	ϕ	21,7 °
C	5258,20 kg/m ²	PROYECTO: DRENES VERTICALES LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA
C	525,82 gr/cm ²	

Fuente: Elaboración propia.


Gráfica 5. Resistencia al corte Vs tensión normal.



Fuente: Elaboración propia.

9.8. Gravedad específica de los solidos

Tabla 8. Gravedad específica de los suelos finos y gravas.

	RESULTADOS DE LABORATORIO INV E-128-13 Y INV E-223-13 Fecha: 30-03-2018 PROYECTO: DRDENES VERTICALES LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA	
	GRAVEDAD ESPECIFICA PARA SUELOS FINOS	
	G_t	2,82
	$G_{20^\circ C}$	2,81
GRAVEDAD ESPECIFICA PARA LAS GRAVAS		
Densidad relativa SH	2,61 gr	
Densidad relativa SSS	2,64 gr	
Densidad relativa aparente	2,68 gr	
Absorción %	1,01%	

Fuente: Elaboración propia.

9.9. Cálculo de asentamiento teóricamente

A continuación, se mostraron los cálculos para el esfuerzo efectivo, OCR, coeficiente de compresibilidad, coeficiente de expansibilidad y asentamientos teóricos.

- Esfuerzo efectivo

$$\mu = \gamma_{agua} \times H$$

$$\mu = 1 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 0.27\text{m}$$

$$\mu = 0.27 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{v\text{Grava}} = H_{\text{Grava}} \times \gamma_{\text{Grava}}$$

$$\sigma_{v\text{Grava}} = 0.07\text{m} * 2.3 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$\sigma_{v\text{Grava}} = 0.16 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{v\text{Arcilla}} = H_{\text{Arcilla}} \times \gamma_{\text{Arcilla}}$$

$$\sigma_{v\text{Arcilla}} = 0.20\text{m} * 1.93 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$\sigma_{v\text{Arcilla}} = 0.39 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v = \sigma_{v\text{Grava}} + \sigma_{v\text{Arcilla}}$$

$$\sigma_v = 0.16 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} + 0.39 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v = 0.55 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v' = \sigma_v - \mu$$

$$\sigma_v' = 0.55 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} - 0.27 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_v' = 0.28 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \cong 0,028 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- OCR

$$OCR = \frac{\sigma'_0}{\sigma'}$$

$$OCR = \frac{0.48 \frac{kg}{cm^2}}{0.028 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$OCR = 17.14 > 1$$

- C_c (Coeficiente de compresibilidad)

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{P_2}{P_1}\right)}$$

Donde: e_1 y e_2 son la relación de vacíos al final de la consolidación bajo los esfuerzos P_1 y P_2 respectivamente.

$$C_c = \frac{0,54 - 0,5}{\log\left(\frac{1,17}{0,58}\right)}$$

$$C_c = 0,13$$

- C_s (Coeficiente de expansibilidad)

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log\left(\frac{P_4}{P_3}\right)}$$

Donde: e_3 y e_4 son la relación de vacíos al final de la consolidación bajo los esfuerzos P_3 y P_4 respectivamente.

$$C_s = \frac{0,52 - 0,51}{\log\left(\frac{0,58}{0,29}\right)}$$

$$C_s = 0,03$$

- Asentamiento

Debido a que el valor de OCR es >1 , por lo tanto, el suelo es sobre consolidado y se ubica en cualquier punto de la línea de expansión.

$$S = \frac{C_s \times H_c}{1 + e_0} \times \log\left(\frac{P_c}{P_0}\right) + \frac{C_c \times H_c}{1 + e_0} \times \log\left(\frac{P_0 + \Delta P_{prom}}{P_c}\right)$$

Donde:

P_0 = Presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación.

ΔP_{prom} = Incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla causada por la construcción de la cimentación.

P_c = Presión de preconsolidación.

e_0 = Relación de vacíos inicial del estrato de arcilla.

C_c = Índice de compresión.

C_s = Índice de expansibilidad.

H_c = Espesor del estrato de arcilla.

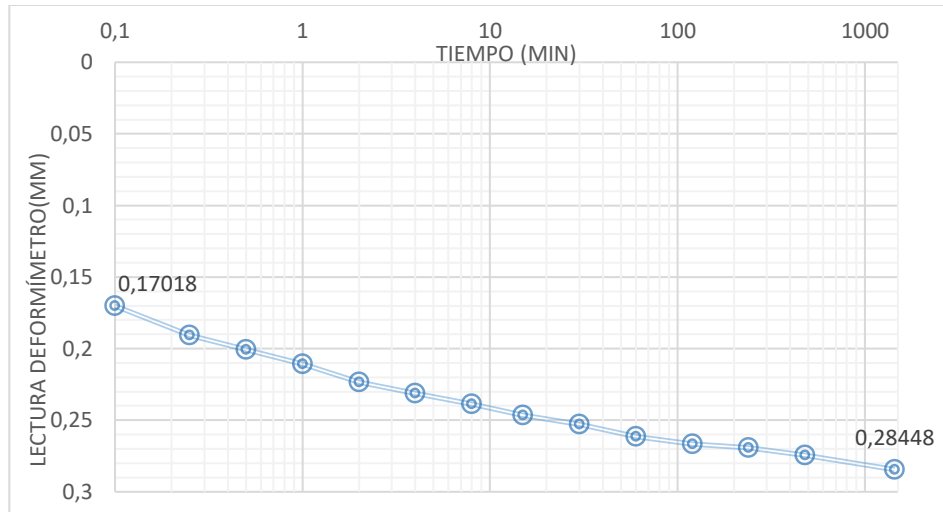
$$S = \frac{0,03 \times 40cm}{1 + 0,597} \times \log\left(\frac{0,48 \frac{kg}{cm^2}}{0,028 \frac{kg}{cm^2}}\right) + \frac{0,13 \times 40cm}{1 + 0,597} \times \log\left(\frac{0,028 \frac{kg}{cm^2} + 0,48 \frac{kg}{cm^2}}{0,48 \frac{kg}{cm^2}}\right)$$

$$S = 1,007 \text{ cm}$$

9.10. Cálculo del tiempo para el asentamiento teórico

Se procedió a calcular el tiempo del asentamiento teórico mediante las tablas isocromáticas.

Gráfica 6. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=0,5 \text{ kg/cm}^2$.



Fuente: Elaboración propia.

El valor para D_0 y D_{100} se tomaron de la gráfica, siendo D_0 el dato inicial y el D_{100} el dato, luego se procedió a calcular el valor del D_{50} .

$$D_0 = 0,17018mm$$

$$D_{100} = 0,28448mm$$

$$D_{50} = 0,28448mm - 0,17018mm$$

$$D_{50} = 0,1143mm$$

$$D_{50} = \frac{0,1143mm}{2} \approx 0,0572mm$$

$$D_{50} = 0,0572mm + D_0 \approx 0,0572mm + 0,17018mm$$

$$D_{50} = 0,2273mm$$

Luego se interpolaron los valores que están en el rango superior e inferior al D_{50} , como se puede observar en anexo 7 en la deformación presentada en milímetros (mm) y así poder hallar el valor del tiempo t_{50} .

Tabla 9. Extracción de una sección del anexo 7 del ensayo de consolidación.

TIEMPO	LECTURA DIAL	LECTURA (in)	LECTURA (mm)
1 min	83,0	0,0083	0,21082
2 min	88,0	0,0088	0,22352
4 min	91,0	0,0091	0,23114
8 min	94,0	0,0094	0,23876

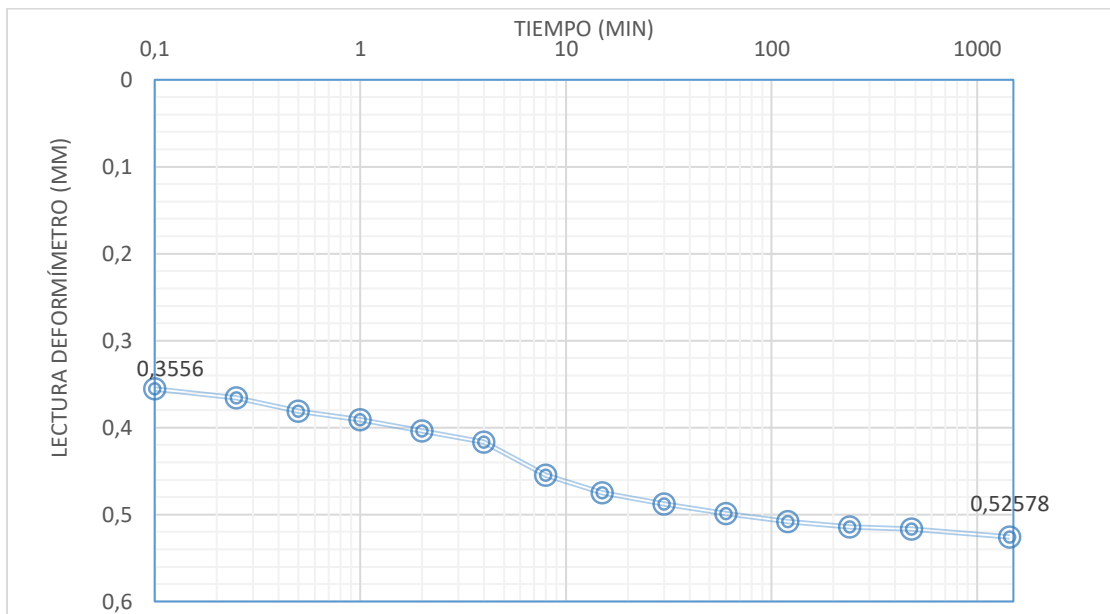
Fuente: Elaboración propia.

$$t_{50} = y_0 + \left[\left(\frac{x - x_0}{x_1 - x_0} \right) \times (y_1 - y_0) \right]$$

$$t_{50} = 2min + \left(\left(\frac{0,2273mm - 0,2235mm}{0,2311mm - 0,2235mm} \right) * (4min - 2min) \right)$$

$$t_{50} = 3,000min$$

Gráfica 7. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$.



Fuente: Elaboración propia.

$$D_0 = 0,3556mm$$

$$D_{100} = 0,52578mm$$

$$D_{50} = 0,52578mm - 0,3556mm$$

$$D_{50} = 0,17018mm$$

$$D_{50} = \frac{0,17018mm}{2} \approx 0,08509mm$$

$$D_{50} = 0,08509mm + D_0 \approx 0,08509mm + 0,3556mm$$

$$D_{50} = 0,44069mm$$

Tabla 10. Extracción de una sección del anexo 8 del ensayo de consolidación.

TIEMPO	LECTURA DIAL	LECTURA (in)	LECTURA (mm)
2 min	159,0	0,0159	0,40386
4 min	164,0	0,0164	0,41656
8 min	179,0	0,0179	0,45466
15 min	187,0	0,0187	0,47498

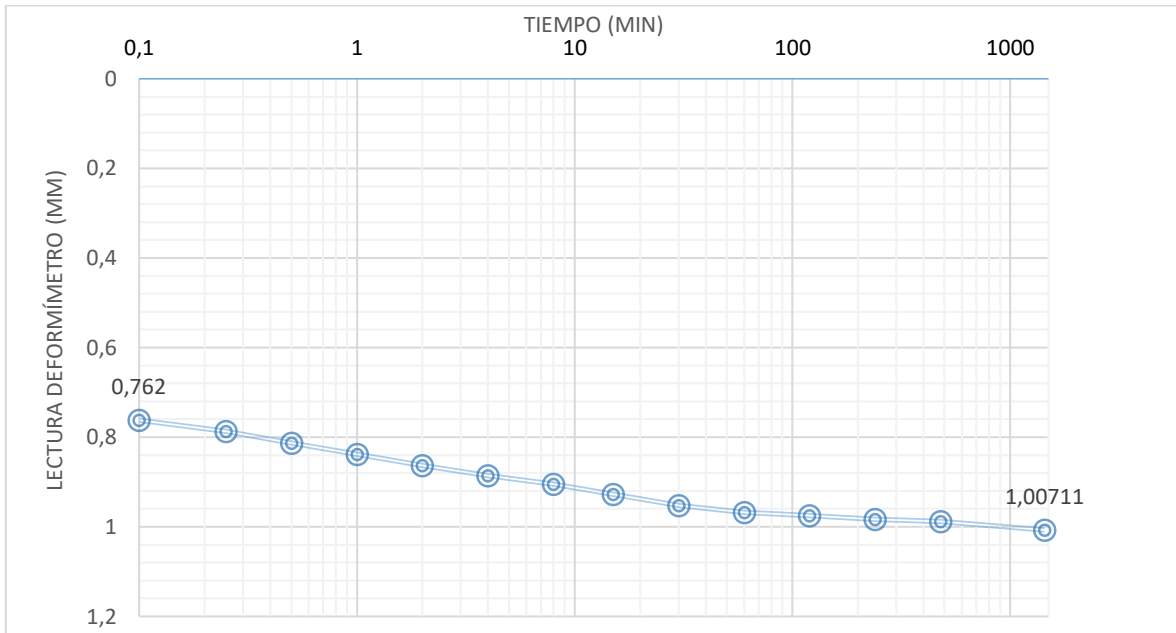
Fuente: Elaboración propia.

$$t_{50} = y_0 + \left[\left(\frac{x - x_0}{x_1 - x_0} \right) \times (y_1 - y_0) \right]$$

$$t_{50} = 4min + \left(\left(\frac{0,44069mm - 0,41656mm}{0,45466mm - 0,41656mm} \right) * (8min - 4min) \right)$$

$$t_{50} = 6,533min$$

Gráfica 8. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=2,0 \text{ kg/cm}^2$.



Fuente: Elaboración propia.

$$D_0 = 0,762mm$$

$$D_{100} = 1,007mm$$

$$D_{50} = 1,007mm - 0,762mm$$

$$D_{50} = 0,245mm$$

$$D_{50} = \frac{0,245mm}{2} \approx 0,1225mm$$

$$D_{50} = 0,1225mm + D_0 \approx 0,1225mm + 0,762mm$$

$$D_{50} = 0,8845mm$$

Tabla 11. Extracción de una sección del anexo 9 del ensayo de consolidación.

TIEMPO	LECTURA DIAL	LECTURA (in)	LECTURA (mm)
1 min	330,0	0,033	0,8382
2 min	340,0	0,034	0,8636
4 min	348,5	0,03485	0,88519
8 min	356,0	0,0356	0,90424

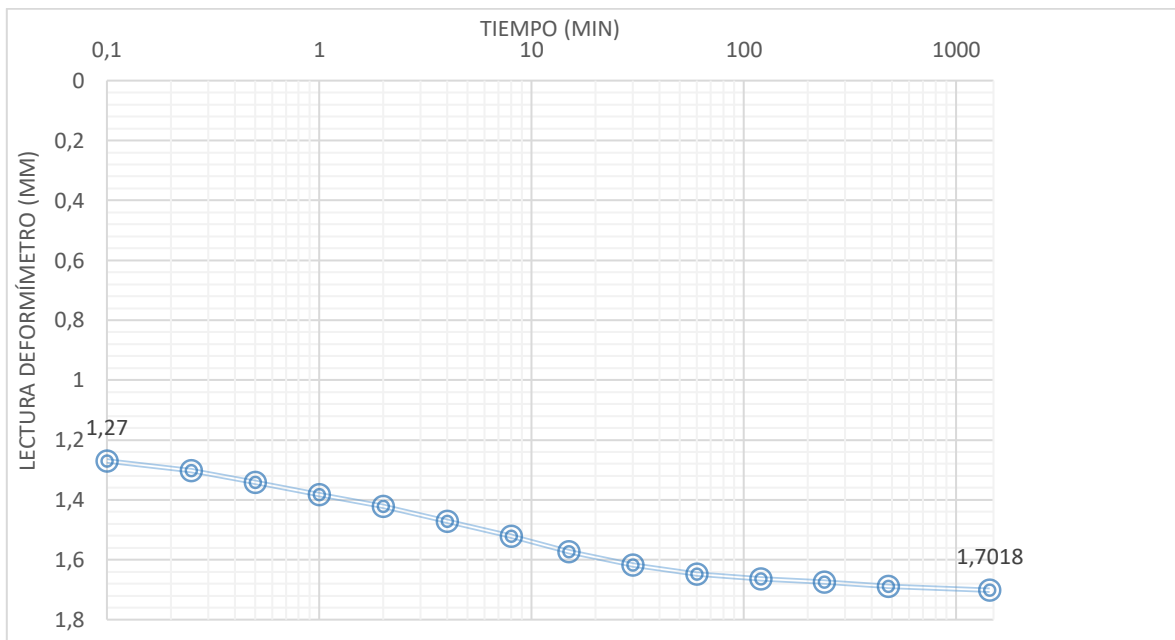
Fuente: Elaboración propia.

$$t_{50} = y_0 + \left[\left(\frac{x - x_0}{x_1 - x_0} \right) \times (y_1 - y_0) \right]$$

$$t_{50} = 2min + \left(\left(\frac{0,8845mm - 0,8636mm}{0,88519mm - 0,8636mm} \right) * (4min - 2min) \right)$$

$$t_{50} = 3,941min$$

Gráfica 9. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=4,0 \text{ kg/cm}^2$.



Fuente: Elaboración propia.

$$D_0 = 1,27mm$$

$$D_{100} = 1,7018mm$$

$$D_{50} = 1,7018mm - 1,27mm$$

$$D_{50} = 0,4318mm$$

$$D_{50} = \frac{0,4318mm}{2} \approx 0,2159mm$$

$$D_{50} = 0,2159mm + D_0 \approx 0,2159mm + 1,27mm$$

$$D_{50} = 1,4859mm$$

Tabla 12. Extracción de una sección del anexo 10 del ensayo de consolidación.

TIEMPO	LECTURA DIAL	LECTURA (in)	LECTURA (mm)
2 min	560,0	0,056	1,4224
4 min	579,0	0,0579	1,47066
8 min	599,0	0,0599	1,52146
15 min	619,0	0,0619	1,57226

Fuente: Elaboración propia.

$$t_{50} = y_0 + \left[\left(\frac{x - x_0}{x_1 - x_0} \right) \times (y_1 - y_0) \right]$$

$$t_{50} = 4min + \left(\left(\frac{1,4859mm - 1,47066mm}{1,52146mm - 1,47066mm} \right) * (8min - 4min) \right)$$

$$t_{50} = 5,200min$$

$$suma t_{50}total = t_{50\sigma} \approx 0,5 + t_{50\sigma} \approx 1,0 + t_{50\sigma} \approx 2,0 + t_{50\sigma} \approx 4,0$$

$$suma t_{50}total = 3,000min + 6,533min + 3,941min + 5,200min$$

$$suma t_{50}total = 18,674min$$

Tabla 13. Relación teórica U (%) – T

Relación teórica U (%) – T	
U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	∞

Fuente: Elaboración propia.

- Cv (Coeficiente de consolidación)

Se requieren tomar algunos datos de la tabla anterior para efectuar el cálculo del C_v .

$$T_{50} = 0,197$$

$$T_{95} = 1,127$$

$$C_v = \frac{T_{50} * H^2}{t_{50}total}$$

$$C_v = \frac{0,197 * \frac{2,8^2}{2} \text{ cm}}{18,674 \text{ min}}$$

$$C_v = 0,0207 \frac{\text{cm}^2}{\text{min}}$$

- Cálculo del tiempo de asentamiento sin drenes verticales

Para el cálculo del tiempo se tiene en cuenta el valor del T_{95} que se obtuvo de la tabla 13.

$$T = \frac{(H_{\text{estrato de arcilla}})^2 * T_{95}}{C_v}$$

$$T = \frac{(40\text{cm})^2 * 1,127}{0,0207 \frac{\text{cm}^2}{\text{min}}}$$

$$T = 87210,909\text{min}$$

$$T = \frac{87210,909\text{min}}{60} \approx T = 1453,515\text{Horas}$$

$$T = \frac{1453,515\text{Horas}}{24} \approx T = 60,563\text{Días}$$

9.11. Cálculo de asentamiento para pilotes hincados

- Datos:

$$\gamma_{\text{arcilla}} = 12,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\phi = 21,7^\circ$$

$$C_u = 51,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{\text{arena}} = 18,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\phi = 35^\circ$$

- Capacidad de soporte de carga de la punta del pilote
 - Método de Meyerhof: arenas

$$Q_p = A_p * q' * N^*_q \leq A_p * q_l$$

Donde:

Q_p = Capacidad de carga de la punta del pilote. No debe exceder el valor limite $A_p * q_l$.

N^*_q = Factor de capacidad de carga.

q' = Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote.

A_p = Área de la punta del pilote.

$$q_l = 0.5 * P_a * N^*_q * \tan \phi'$$

Donde:

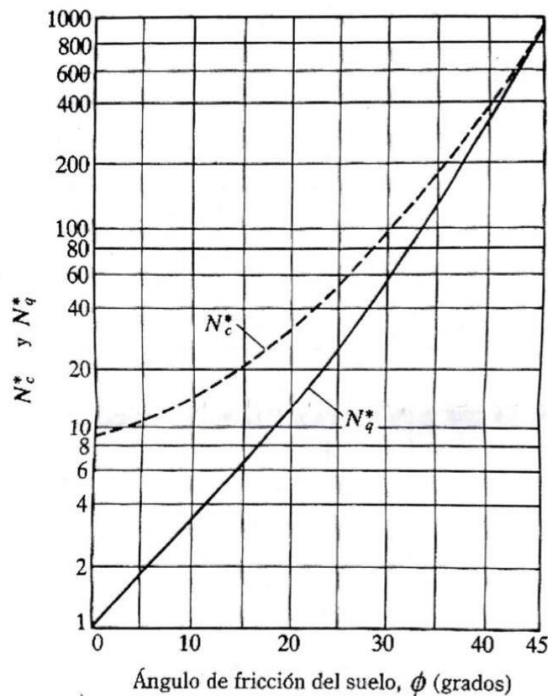
P_a = Presión atmosférica (=100 kN/m²).

ϕ' = Ángulo de fricción efectivo del suelo del estrato de apoyo.

q_l = Resistencia de punta limite.

Para $\phi' = 35 \rightarrow N^*_q = 143$ (Gráfica)

Gráfica 10. Factor de capacidad de carga.



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones [22].

$$A_p = 0,05m * 0,05m = 0,0025m^2$$

$$\mathbf{A_p = 0,0025m^2}$$

$$q_l = 0.5 * Pa * N * q * \tan \phi'$$

$$q_l = 0.5 * 100 \frac{kN}{m^2} * 143 * \tan(35)$$

$$\mathbf{q_l = 5006,48 \frac{kN}{m^2}}$$

$$q' = \gamma_{arena} * L_{empotramiento \ del \ pilote}$$

$$q' = 18,64 \frac{kN}{m^3} * 0.4 \ m$$

$$\mathbf{q' = 7,46 \frac{kN}{m^2}}$$

$$Q_p = A_p * q' * N * q \leq A_p * q_l$$

$$Q_p = 0.0025 \ m^2 * 7,46 \frac{kN}{m^2} * 143 \leq 0.0025 \ m^2 * 5006,48 \frac{kN}{m^2}$$

$$\mathbf{Q_p = 2,67kN \leq 12,52 \ kN}$$

$$\mathbf{De \ aqu\u00ed, \ Q_p = 12,52 \ kN}$$

- Resistencia por fricción en arcilla:

- Método α

$$f = \alpha * C_u$$

$$Q_s = \sum P * \Delta L * f$$

Donde:

Q_s = Resistencia por fricción.

$\sum P$ = Perímetro del pilote.

ΔL = Longitud de empotramiento del pilote.

f = Resistencia por fricción unitaria.

Para determinar α , factor empírico de adhesión:

Ilustración 12. Variación de α (valores interpolados en Terzaghi, Peck y Mesri, 1996).

$\frac{c_u}{p_a}$	α
≤ 0.1	1.00
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1.0	0.48
1.2	0.42
1.4	0.40
1.6	0.38
1.8	0.36
2.0	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

Nota: p_a = presión atmosférica
 $\approx 100 \text{ kN/m}^2$

Fuente: Fundamentos de la ingeniería de cimentación [22].

$$\frac{Cu}{Pa} = \frac{51,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,5157$$

$$\frac{Cu}{Pa} = 0,5157$$

Interpolación:

$$\frac{0,6 - 0,4}{0,62 - 0,74} = \frac{0,5157 - 0,4}{\alpha - 0,74}$$

$$\alpha = 0,68 \rightarrow 0,7$$

$$f = \alpha * Cu$$

$$f = 36,1 \frac{kN}{m^2} * 0,7$$

$$f = 36,1 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_s = \sum P * \Delta L * f$$

$$Q_s = 0,2m * 0,4m * 36,1 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_s = 2,89 kN$$

- Método λ

$$Q_s = \sum P * \Delta L * f_{prom}$$

$$f_{prom} = \lambda(\sigma'_o + 2 Cu)$$

Donde:

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo medido para toda la longitud de empotramiento.

Cu = Resistencia cortante.

Ilustración 13. Variación de λ con la longitud de empotramiento, L.

Longitud de empotramiento, L (m)	λ
0	0.5
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
25	0.150
30	0.136
35	0.132
40	0.127
50	0.118
60	0.113
70	0.110
80	0.110
90	0.110

Fuente: Fundamentos de la ingeniería de cimentación [22].

Para $L = 0.4\text{m}$, interpolación:

$$\frac{5 - 0}{0,336 - 0,5} = \frac{0,4 - 0}{\lambda - 0,5}$$

$$\lambda = 0,49$$

Para profundidad $0,4\text{m}$:

$$\sigma'_v = H * \gamma_{\text{arcilla}}$$

$$\sigma'_v = 0,4\text{m} * 12,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\sigma'_v = 5,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A_1 = \frac{b * h}{2}$$

$$A_1 = \frac{0,4\text{m} * 5,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{2}$$

$$A_1 = 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma'_v = \frac{\sum A_i}{L}$$

$$\sigma'_v = \frac{1,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,4\text{m}}$$

$$\sigma'_v = 2,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Cu = \frac{L_i * Cu_i}{L}$$

$$Cu = \frac{0,4m * 51,57 \frac{kN}{m^2}}{0,4m}$$

$$Cu = 51,57 \frac{kN}{m^2}$$

$$f_{prom} = \lambda(\sigma'_o + 2 Cu)$$

$$f_{prom} = 0,49 * \left(2,55 \frac{kN}{m^2} + 2 * 51,57 \frac{kN}{m^2} \right)$$

$$f_{prom} = 51,79 \frac{kN}{m^2}$$

$$Qs = \sum P * \Delta L * f_{prom}$$

$$Qs = 0,2m * 0,4m * 51,79 \frac{kN}{m^2}$$

$$Qs = 4,14 kN$$

- Método β

$$Qs = \sum P * \Delta L * f$$

$$f = \beta * \sigma'_v$$

$$\beta = K * \tan \phi'$$

Donde:

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo.

ϕ' = Ángulo de fricción.

K = Coeficiente de presión de tierra.

$OCR = 17,14 \rightarrow OCR \geq 1$ Entonces, es una arcilla sobre consolidada.

$$K = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR} \rightarrow \text{Para arcillas sobreconsolidadas}$$

$$K = (1 - \text{sen}(21,7^\circ))\sqrt{17,14}$$

$$\mathbf{K = 2,61}$$

$$\beta = K * \text{Tan } \phi'$$

$$\beta = 2,61 * \text{Tan}(21,7^\circ)$$

$$\mathbf{\beta = 1,04}$$

$$f = \beta * \sigma'_v$$

$$f = 1,04 * \frac{5,1 \frac{kN}{m^2}}{2}$$

$$\mathbf{f = 2,65 \frac{kN}{m^2}}$$

$$Q_s = \sum P * \Delta L * f$$

$$Q_s = 0,2m * 0,4m * 2,65 \frac{kN}{m^2}$$

$$\mathbf{Q_s = 0,21 kN}$$

Los valores del método α y λ resultaron similares, por lo tanto:

$$Q_{s_{prom}} = \frac{2,89kN + 4,14 kN}{2}$$

$$\mathbf{Q_{s_{prom}} = 3,52 kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_{s_{prom}}$$

$$Q_u = 12,52 + 3,52$$

$$\mathbf{Q_u = 16,04 kN}$$

$$Q_{ADM} = \frac{Q_u}{FS}$$

$$Q_{ADM} = \frac{16,04kN}{4}$$

$$Q_{ADM} = 4,01 \text{ kN} \rightarrow 408,91 \text{ Kg}$$

Para determinar cuánto soporta el pilote por centímetro cuadrado, entonces:

$$\frac{\text{Capacidad admisible del pilote} \rightarrow 408,91 \text{ Kg}}{\text{Área del pilote} \rightarrow 25 \text{ cm}^2} = 16,36 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

El cual cumple ampliamente con la carga mínima que se debe soportar:

$$\frac{\text{Carga aplicada} \rightarrow 192 \text{ Kg}}{\text{Área pilote} \rightarrow 25 \text{ cm}^2} = 7,68 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- Asentamiento elástico de pilotes

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

Donde:

$S_{e(1)}$ = Asentamiento elástico del pilote.

$S_{e(2)}$ = Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

$S_{e(3)}$ = Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote.

La deformación del fuste del pilote se puede evaluar, de acuerdo con los principios fundamentales de la mecánica de materiales, como:

$$S_{e(1)} = \frac{(Qp + \xi Qs) * L}{Ap * Ep}$$

Donde:

Qp = Carga soportada en la punta del pilote en condición de carga de trabajo.

Qs = Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo.

Ap = Área de la sección transversal del pilote.

L = Longitud del pilote.

Ep = Módulo de elasticidad del material del pilote (Módulo de elasticidad del concreto = $21 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$).

ξ = Varía entre 0.5 y 0.67

$$S_{e(2)} = \frac{q_p * D}{E_s} (1 - u_s^2) * I_p$$

Donde:

q_p = Carga puntual por área unitaria en la punta del pilote = Q_p/A_p .

D = Ancho o diámetro del pilote.

E_s = Modulo elástico del suelo en o debajo de la punta del pilote (Módulo elástico de la arena = 25×10^3 kN/m²).

u_s = Relación de Poisson del suelo

I_p = Factor de influencia = 0.85

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_s}{pL}\right) * \frac{D}{E_s} (1 - u_s^2) * I_s$$

$$I_s = 2 + 0,35 * \sqrt{\frac{L}{D}}$$

Donde:

I_s = Factor de influencia.

L = Longitud empotrada del pilote.

p = Perímetro del pilote.

D = Ancho o diámetro del pilote.

Entonces,

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_p + \xi Q_s) * L}{A_p * E_p}$$

$$\xi = \frac{0,5 + 0,67}{2}$$

$$\xi = 0,59$$

$$S_{e(1)} = \frac{(12,52 \text{ kN} + (0,59 * 3,52 \text{ kN})) * 0,4 \text{ m}}{0,0025 \text{ m}^2 * 21 \times 10^6 \text{ kN/m}^2}$$

$$S_{e(1)} = 0,0001112 \text{ m}$$

$$S_{e(2)} = \frac{q_p * D}{E_s} (1 - u_s^2) * I_p$$

$$q_p = \frac{Q_p}{A_p}$$

$$q_p = \frac{12,52 \text{ kN}}{0,0025 \text{ m}^2}$$

$$q_p = 5008 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_{e(2)} = \frac{5008 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,05}{25 \times 10^3 \text{ kN/m}^2} (1 - 0,35^2) * 0,85$$

$$S_{e(2)} = 0,00747 \text{ m}$$

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_s}{pL} \right) * \frac{D}{E_s} (1 - u_s^2) * I_s$$

$$I_s = 2 + 0,35 * \sqrt{\frac{L}{D}}$$

$$I_s = 2 + 0,35 * \sqrt{\frac{0,4 \text{ m}}{0,05 \text{ m}}}$$

$$I_s = 2,99$$

$$p = 4 * 0,05$$

$$p = 0,2 \text{ m}$$

$$S_{e(3)} = \left(\frac{3,52 \text{ kN}}{0,2 \text{ m} * 0,4 \text{ m}} \right) * \frac{0,05 \text{ m}}{25 \times 10^3 \text{ kN/m}^2} (1 - 0,35^2) * 2,99$$

$$S_{e(3)} = 0,000231 \text{ m}$$

De aquí, el asentamiento total del pilote es:

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

$$S_e = 0,0001112 m + 0,00747 m + 0,000231 m$$

$$S_e = 0,00781 m \rightarrow 0,78 cm$$

9.12. Asentamientos del modelo a escala (deformímetro)

A continuación, se muestra una tabla con la información arrojada por los deformímetros que midieron las deformaciones en el modelo a escala.

Tabla 14. Deformación del modelo a escala medido por deformímetro

TIEMPO (Días)	DEFORMACIÓN			
	0	AJUSTADO (mm)	DEFORMACION (m)	DEFORMACION (cm)
Día 1	141	1,41	0,00141	0,141
	299	2,99	0,00299	0,299
Día 2	510	5,1	0,0051	0,51
Día 3	649	6,49	0,00649	0,649
Día 4	789	7,89	0,00789	0,789
Día 5	888	8,88	0,00888	0,888
Día 6	932	9,32	0,00932	0,932
Día 7	1043	10,43	0,01043	1,043
Día 8	1050	10,5	0,0105	1,05
Día 9	1050	10,5	0,0105	1,05
Día 10	1050	10,5	0,0105	1,05

Fuente: Elaboración propia

Donde se obtuvo una deformación total de 1,05 cm que se produjo en un tiempo de 10 días.

10. ANALISIS DE RESULTADOS

Para determinar los asentamientos que se produjeron en un suelo arcilloso de baja compresibilidad, se evaluó por medio de tres metodologías; teóricamente basándose de la ecuación de Terzaghi, por medio de un software de modelación SIGMA W y de manera práctica mediante un modelo a escala.

El valor del asentamiento obtenido teóricamente fue de 1.007 cm, el asentamiento que se produjo en el modelo a escala que se muestra en la tabla 14 fue de 1.05 cm y finalmente el asentamiento máximo arrojado por la modelación en SIGMA W que se encuentra en la ilustración 11, fue de 1,2 cm. Mediante las tres metodologías de evaluación, los valores de los asentamientos calculados y obtenidos son bastante similares, ya que oscilan entre 1 y 1.2 cm, por lo cual se infiere que es viable aplicar la técnica de drenes verticales a un suelo arcilloso de baja compresibilidad, ya que tanto los cálculos teóricos, como la modelación en software corroboran los valores que se obtuvieron de manera práctica por medio de la realización del modelo a escala.

Para comparar el tiempo de asentamiento, el modelo a escala se asentó en 10 días haciendo que esta técnica de mejoramiento de suelos sea viable con la aplicación de los drenes verticales. Esta metodología se implementó con la ayuda de una carga considerable para lograr que los asentamientos del suelo se produjeran más rápido y el método tenga una mejor funcionalidad.

El tiempo que se calculó por medio de la teoría, arrojó un valor $T=60,563$ días el cual es un valor considerablemente alto comparado con el ya estipulado por el modelo a escala. Estos dos valores especificados por cada una de las metodologías fueron estudiados y comparados, teniendo en cuenta que se debió buscar la mejor solución al proyecto investigativo. Como era de esperarse el tiempo teórico fue mayor, debido a que es un suelo que no tiene ayudas, es decir que no tiene métodos aplicados para incrementar la permeabilidad del suelo y acelerar los asentamientos en cuestión del tiempo.

Disminuir el tiempo de asentamiento es importante, ya que ayuda a agilizar los procesos de consolidación que se presentan en pro de este proyecto, inicialmente se estimó un tiempo superior o igual a un mes y medio para que alcanzara su asentamiento total. En el modelo a escala con la aplicación de drenes verticales y precarga, el tiempo de consolidación disminuyó considerablemente respecto a las expectativas iniciales donde el tiempo de consolidación total fue de 10 días, siendo así óptima la decisión de haber implementado drenes verticales.

11. CONCLUSIONES

- Al implementar drenes verticales se puede evidenciar que el tiempo de asentamiento se reduce en un 83.5% respecto a lo que se tardaría en asentar un suelo arcilloso sin ninguna técnica de mejoramiento, haciendo que esta técnica sea viable para aplicar en suelos blandos.
- En cuanto a lo abordado con anterioridad en los análisis de resultados, los asentamientos arrojados por las tres metodologías de estudio están en un rango menor a 1.2 cm y mayor o igual a 1 cm. Dado que los valores de cada metodología se encuentran dentro de este rango, se puede afirmar que el haber trabajado con drenes verticales logró acelerar el tiempo de consolidación.
- Se puede inferir de la modelación en el software SIGMA W, como muestra la ilustración 11, que tanto el estrato de arena, como a los costados del estrato de arcilla, no sufrieron grandes deformaciones debido a la disipación de cargas a través del estrato de grava y arcilla en la parte central. También se evidencia que en las esquinas superiores e inferiores del modelo se presentaron deformaciones con valor 0, debido a la centralización de la aplicación de la carga.
- Dado que la finalidad de este proyecto fue evaluar la viabilidad del método con base en el tiempo de consolidación con drenes verticales y aplicando precarga, también existen otras técnicas que permitan limitar deformaciones tales como los pilotes hincados, ya que también permiten soportar y transmitir grandes cargas y estos elementos mejoran las condiciones del suelo.
- Fue importante conocer las características mecánicas del suelo (arcilla de baja compresibilidad) para determinar en primer lugar que técnica de mejoramiento de suelos sería la más adecuada. Y a su vez evaluar si la técnica seleccionada (drenes verticales) cumple con las condiciones del proyecto, ya que esta técnica se usa para obras civiles de gran envergadura.

12.RECOMENDACIONES

- Se recomienda tener en cuenta materiales más resistentes para la construcción del modelo a escala, que permitan soportar el proceso de compactación del suelo, los esfuerzos de expansión del material y la carga aplicada. Para evitar que el material del modelo se pandee o se agriete y a su vez impedir que se produzcan filtraciones.
- Es importante contar con un sitio adecuado para realizar la construcción del modelo y así llevar con control riguroso sobre la toma de datos de los deformímetros para que no ocurran alteraciones en los datos. A su vez es imperativo mantener el modelo saturado con el fin de evaluar el modelo a escala en las peores condiciones.
- Para asegurar que no haya taponamientos en los drenes y mezclas de material entre estratos, se sugiere utilizar geotextil tanto en la separación de estratos, como en los drenes.

13. REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA

- [1] G. I. Specialists, «Drenes verticales,» *Menard Mexico*, 2013.
- [2] A.-P. Kotzias, *Mejoramiento de suelos por precarga*, 1990.
- [3] COFRA, «Drenaje vertical,» *MembraDrains*, 2011.
- [4] J. A. Badillo, «Estado del arte acerca de diversas técnicas usadas para el mejoramiento de suelos en el mundo,» *Bucaramanga*, 2016.
- [5] A. L. E. Santiago, «Metodología para el análisis y diseño de sistemas de precarga con drenes verticales para obras en suelos blandos,» 2016.
- [6] J. P. Z. Beyk, «Optimización de tratamientos de suelos blandos bajo terraplenes,» *Pontificia universidad católica del Perú. Facultad de ciencias e ingeniería.*, 2014.
- [7] E. M. D. J. d. Silva, «Consolidation of soft soils in the presence of band-shaped drains,» *Department of building structures and ground engineering. University of Seville*, 2013.
- [8] S. b. cimas, «Soletache bachy,» [En línea]. Available: <http://www.soletanche-bachy.com.co/web/detalle-proyectos/detalle/contecar-ceballos-14d>. [Último acceso: 10 Diciembre 2017].
- [9] O. J. Silva, «360 grados en concreto,» 14 Diciembre 2015. [En línea]. Available: <http://blog.360gradosenconcreto.com/terminal-fluvial-de-barrancabermeja-un-desafio-portuario/>. [Último acceso: 10 Diciembre 2017].
- [10] M. P. M. & K. Kirsch, *Ground improvement*, New York: Taylor & Francis, 2004.
- [11] H.-Y. Fang, *Foundation engineering handbook*, Kluwer academic publishers, 1990.
- [12] R. V. W. T. WILLIAM LAMBE, *MECÁNICA DE SUELOS*, MEXICO, D.F.: EDITORIAL LIMUSA, S.A., 2004.
- [13] B. M. DAS, *Principios de la ingeniería de cimentaciones*, 1999.
- [14] D. F. McCarthy, *Essentials of soil mechanics and foundations*, Prentice Hall, 2002.
- [15] A. C. Stamatopoulos y K. Panagiotis C. , *Mejoramiento de suelos por precarga*, Editorial Limusa, 1990.
- [16] V. A. S. Gordon A. fletcher, *ESTUDIO DE SUELOS Y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION*, Mexico, D.F. : EDITORIAL LIMUSA, S.A. , 1991.
- [17] B. M. Das, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, Thomson Learning, 1999.
- [18] J. E. Bowles, *Propiedades geofísicas de los suelos*, 1982.

- [19] E. d. i. militares, MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS, Bogotá: MARGABBY LTDA., 1989.
- [20] V. N. S. Murthy, Geotechnical engineering principles and practuces of soil mechanics and foundation engineering, Marcel Dekker, Inc, 2002.
- [21] Geoslope, «GEO-SLOPE,» [En línea]. Available: <https://www.geoslope.com/>. [Último acceso: 11 Marzo 2018].
- [22] B. M. Das, Fuendamentos de ingeniería de cimentaciones, Cengage Learning editores S.A , 2012.
- [23] Rocscience, «Rocscience,» 2010. [En línea]. Available: <https://www.rocscience.com/rocscience/products/settle3d>. [Último acceso: Noviembre 2017].
- [24] J. Flórez, INVIAS, 2013.
- [25] A. W. Drain, *Folleto de AWD de soluciones de drenaje para la consolidación de los resultados*, 2009.
- [26] S. i. S.A.S., «Suelos ingeniería,» [En línea]. Available: <http://www.suelosingenieria.com/index.php/actividades/construccion/mejoramientos-de-suelos/wick-drains>. [Último acceso: 17 Octubre 2017].

14. ANEXOS

Anexo 1. Datos de granulometría



ENSAYO DE GRANULOMETRÍA
RESULTADO DEL LABORATORIO

INV E-123 13

Fecha:14-03-2018

Antes de lav (gr)	1600	PROYECTO: DRENES VERTICALES
Después de lav (gr)	384,56	LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA
TOTAL (gr)	1215,44	

Malla	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido Parcial	% Pasa
3"	76,2	0	0,00	100,00
2 1/2"	63,5	0	0,00	100,00
2"	50	0	0,00	100,00
1,1/2"	37,5	0	0,00	100,00
1"	25	0	0,00	100,00
3/4"	19,05	0	0,00	100,00
1/2"	12,5	0	0,00	100,00
3/8"	9,5	0	0,00	100,00
1/4"	6,3	0	0,00	100,00
No.4	4,75	0,09	0,01	99,994
No.8	2,36	0	0,00	99,994
No.10	2	3,79	0,24	99,76
N0.16	1,18	0	0,00	99,76
No.20	0,85	25,56	1,60	98,16
No.40	0,425	86,84	5,43	92,73
No.50	0,3	0	0,00	92,73
No.60	0,25	75,39	4,71	88,02
No.80	0,18	0	0,00	88,02
No.140	0,106	146,69	9,17	78,85
No.200	0,075	31,68	1,98	76,87
Fondo		1229,96	76,87	0,00
Peso Total=		1600		
Grava=100-%pasa n°4			Gravas %	0,01
Arena=100-(Grava+ % pasa n°200)			Arenas %	23,12
Finos=%pasa200			Finos %	76,87
			Total %	100,00

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 2. Datos de límites de Atterberg



ENSAYO LIMITES DE ATTERBERG
 RESULTADOS DE LABORATORIO
 INV E 125 -13; INV E 126 -13
 Fecha:16-03-2018

LL	43 %
LP	23 %
IP	20 %

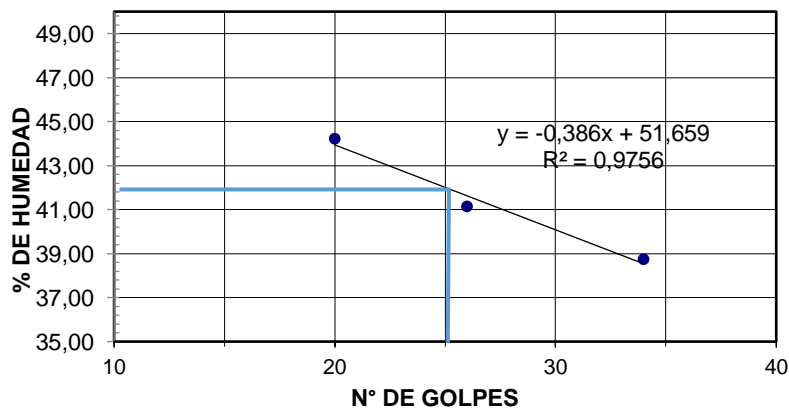
PROYECTO: DRENES VERTICALES
 LOCACIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

Prueba n°	Capsula n°	# Golpes	Peso capsula + suelo húmedo (gr)	Peso capsula + suelo seco (gr)	Peso Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Seco (gr)	Humedad (%)
Limite Líquido (LL)								
1	24	34	42,70	38,43	4,27	27,41	11,0	38,7
2	6	26	41,91	37,62	4,29	27,19	10,4	41,1
3	1	20	52,89	49,14	3,75	40,66	8,5	44,2
Limite Plástico (LP)								
1	181	1	17,83	15,71	2,12	6,43	9,3	22,8
2	162	1	14,81	13,34	1,47	6,94	6,4	23,0

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 3. Gráfica del porcentaje de humedad.

LIMITE LIQUIDO



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 4. Datos para el ensayo de Proctor modificado.



RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E 142-13

Fecha:20-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCACIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

PROCTOR MODIFICADO		DATOS TABLA			
DATOS INICIALES		Húm opt	14 %		
W_{martillo}	44,48 N	γ_{opt}	1,93 gr/ cm ³		
Altura	11,6 cm				
Diámetro	10,1 cm				
W_{molde}	4030 gr				
Vol.	929,37 cm ³				
% humedad	10,00 %	12,00 %	14,00 %	16,00 %	
N° lata	50	55	13	17	
$w_{\text{cap}} + \text{SH (gr)}$	72,36	83,93	91	114	
$w_{\text{cap}} + \text{SC (gr)}$	66,92	76,3	81,12	100,06	
$w_{\text{agua (gr)}}$	5,44	7,63	9,88	13,94	
$w_{\text{cap (gr)}}$	21,4	21,06	20,95	21,26	
$W_{\text{ss (gr)}}$	45,52	55,24	60,17	78,8	
% humedad	11,95 %	13,81 %	16,42 %	17,69 %	
$W_{\text{molde}} + \text{material (gr)}$	6000	6070	6050	6020	
$W_{\text{molde (gr)}}$	4030	4030	4030	4030	
$W_{\text{suelo húmedo (gr)}}$	1970	2040	2020	1990	
$\gamma_{\text{húmeda (gr/ cm}^3\text{)}}$	2,12	2,20	2,17	2,14	
$\gamma_{\text{seca (gr/ cm}^3\text{)}}$	1,89	1,93	1,87	1,82	

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 5. Datos para el ensayo de consolidación unidimensional.



ENSAYO CONSOLIDACION UNIDIMENCIONAL DE LOS SUELOS
 RESULTADOS DE LABORATORIO
 INV E 151-13
 Fecha:22-03-2018
 PROYECTO: DRENES VERTICALES
 LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

ANTES DEL ENSAYO					
ITEM	CANTIDAD	UNI			
			Altura de solidos (H_s)	1,753	cm
$W_{mol+suelo}$	284,77	gr			
H_{mol}	2,80	cm	Altura inicial de vacíos (H_v)	1,047	cm
Diámetro	6,60	cm			
Área	34,21	cm ²	Altura fina de vacíos (H_{vf})	0,077	cm
W_{muerto}	367,62	gr			
Volumen	95,79	cm ³	Relación de vacíos inicial (e_i)	0,597	
			Relación de vacíos fina (e_f)	0,044	
DESPUES DEL ENSAYO					
ITEM	CANTIDAD	UNI			
W_{cap+sh}	199,28	gr	Grado de saturación inicial (S_i)	0,781	
W_{cap}	21,16	gr			
W_{cap+sc}	167,80	gr	Esfuerzo histórico de preconsolidación (P_c)	0,480	kg/cm ²
ω	21,47	%			
W_{anillo}	110,14	gr			
W_{SH}	174,63	gr			
W_{SC}	146,64	gr			

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 6. Datos para el ensayo de consolidación unidimensional.



ENSAYO CONSOLIDACION UNIDIMENCIONAL DE LOS SUELOS
RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E 151-13

Fecha:22-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES
LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

ETAPA	ESFUERZO		Asentamiento (cm) ΔH	Altura (cm)	Relación de vacíos instantánea e	e			
	Kg/cm ²	Kpa				$\Delta H/H_s (\Delta e)$	$\Delta H/H_{mol}$	H_{prom}	
CARGA	0	0	0,00	0	0,60				
	0,5	49,03	0,15	0,0284	2,77	0,58	0,02	0,01	2,79
	1,0	98,07	0,29	0,0526	2,75	0,57	0,03	0,02	2,76
	2,0	196,13	0,58	0,1007	2,70	0,54	0,06	0,04	2,72
	4,0	392,27	1,17	0,1702	2,63	0,50	0,10	0,06	2,66
DESCARGA	4,0	392,27	1,17	0,1702	2,63	0,50	0,10	0,06	2,63
	2,0	196,13	0,58	0,1547	2,65	0,51	0,09	0,06	2,64
	1,0	98,07	0,29	0,1405	2,66	0,52	0,08	0,05	2,65
	0,5	49,03	0,15	0,1334	2,67	0,52	0,08	0,05	2,66
	0,0	0,00	0,00	0,1013	2,70	0,54	0,06	0,04	2,68

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 7. Datos para ensayo de consolidación en fase de carga para $\sigma=0,5$ kg/cm².



ENSAYO CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS, CARGA $\sigma=0,5$ kg/cm²

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 151 – 13

Fecha: 26-03-2018

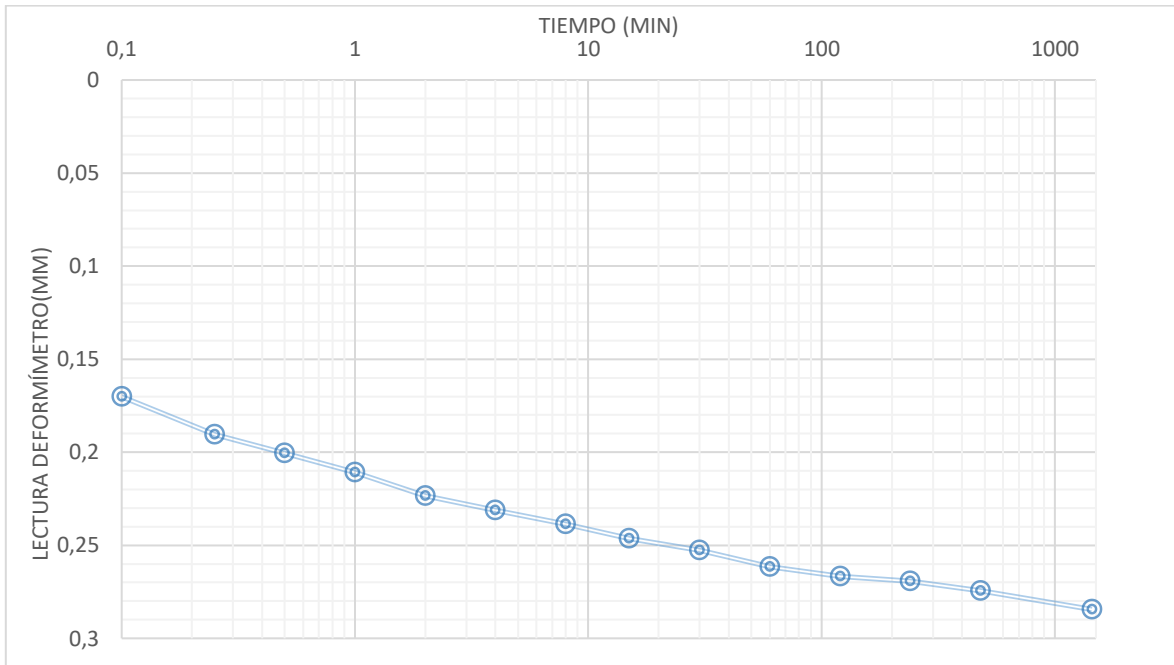
PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

	Tiempo	Lectura	Tiempo	Lectura dial	Lectura dial
	o	dial	(min)	(in)	(mm)
DATOS INICIALES	0 seg	0,0	0	0	0
$W_{\text{mol+suelo}}$ 284,77 gr	6 seg	67,0	0,1	0,0067	0,17018
H_{mol} 2,8 cm	15 seg	75,0	0,25	0,0075	0,1905
Diámetro	30 seg	79,0	0,5	0,0079	0,20066
o 6,6 cm	1 min	83,0	1	0,0083	0,21082
Área 34,21 cm ²	2 min	88,0	2	0,0088	0,22352
W_{muerto} 367,62 gr	4 min	91,0	4	0,0091	0,23114
Para $\sigma=0,5$ kg/cm ²	8 min	94,0	8	0,0094	0,23876
σ Carga 1673,84 gr	15 min	97,0	15	0,0097	0,24638
	30 min	99,5	30	0,00995	0,25273
HORA 09:38 a. m.	1 H	103,0	60	0,0103	0,26162
19/07/201	2 H	105,0	120	0,0105	0,2667
FECHA 8	4 H	106,0	240	0,0106	0,26924
	8 H	108,0	480	0,0108	0,27432
	24 H	112,0	1440	0,0112	0,28448

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 8. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=0,5 \text{ kg/cm}^2$.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 9. Datos para ensayo de consolidación en fase de carga para $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$.



ENSAYO CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS, CARGA $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 151 – 13

Fecha: 26-03-2018

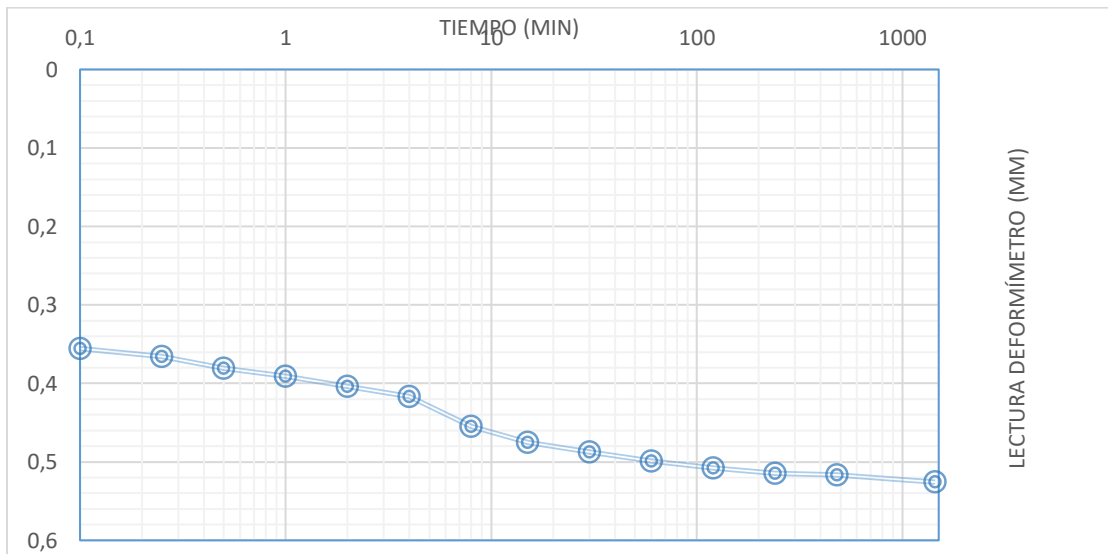
PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

DATOS INICIALES		Tiempo	Lectura dial	Tiempo (min)	Lectura dial (in)	Lectura dial (mm)
$W_{\text{mol+suelo}}$	284,77 gr	0 seg	112,0	0	0,0112	0
H_{mol}	2,8 cm	6 seg	140,0	0,1	0,014	0,3556
Diámetro	6,6 cm	15 seg	144,0	0,25	0,0144	0,36576
Área	34,21 cm^2	30 seg	150,0	0,5	0,015	0,381
W_{muerto}	367,62 gr	1 min	154,0	1	0,0154	0,39116
		2 min	159,0	2	0,0159	0,40386
Para $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$		4 min	164,0	4	0,0164	0,41656
σ Carga	3384,43 gr	8 min	179,0	8	0,0179	0,45466
		15 min	187,0	15	0,0187	0,47498
HORA	09:38 a. m.	30 min	192,0	30	0,0192	0,48768
	23/07/201					
FECHA	8	1 H	196,5	60	0,01965	0,49911
		2 H	200,0	120	0,02	0,508
		4 H	202,5	240	0,02025	0,51435
		8 H	203,5	480	0,02035	0,51689
		24 H	207,0	1440	0,0207	0,52578

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 10. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 11. Datos para ensayo de consolidación en fase de carga para $\sigma=2,0$ kg/cm².



ENSAYO CONSOLIDACION UNIDIMENCIONAL DE LOS SUELOS, CARGA $\sigma=2,0$ kg/cm²

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 151 – 13

Fecha: 26-03-2018

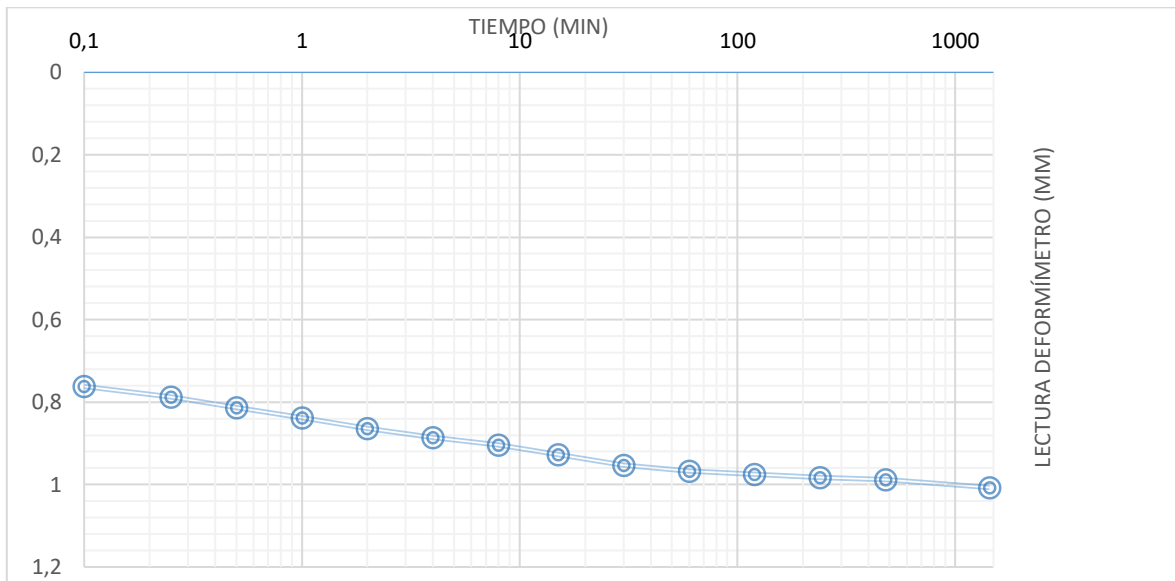
PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

DATOS INICIALES		Tiempo	Lectura dial	Tiempo (min)	Lectura dial (in)	Lectura dial (mm)
$W_{mol+suelo}$	284,77 gr	0 seg	207,0	0	0,0207	0
H_{mol}	2,8 cm	6 seg	300,0	0,1	0,03	0,762
Diámetro	6,6 cm	15 seg	310,0	0,25	0,031	0,7874
Área	34,21 cm ²	30 seg	320,0	0,5	0,032	0,8128
W_{muerto}	367,62 gr	1 min	330,0	1	0,033	0,8382
		2 min	340,0	2	0,034	0,8636
Para $\sigma=2,0$ kg/cm ²		4 min	348,5	4	0,03485	0,88519
σ Carga	6805,63 gr	8 min	356,0	8	0,0356	0,90424
		15 min	365,0	15	0,0365	0,9271
HORA	09:38 a. m.	30 min	375,0	30	0,0375	0,9525
	24/07/201					
FECHA	8	1 H	381,0	60	0,0381	0,96774
		2 H	384,0	120	0,0384	0,97536
		4 H	387,0	240	0,0387	0,98298
		8 H	389,0	480	0,0389	0,98806
		24 H	396,50	1440	0,03965	1,00711

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 12. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=2,0 \text{ kg/cm}^2$.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 13. Datos para ensayo de consolidación en fase de carga para $\sigma=4,0$ kg/cm².



ENSAYO CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS, CARGA $\sigma=4,0$ kg/cm²

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 151 - 13

Fecha: 26-03-2018

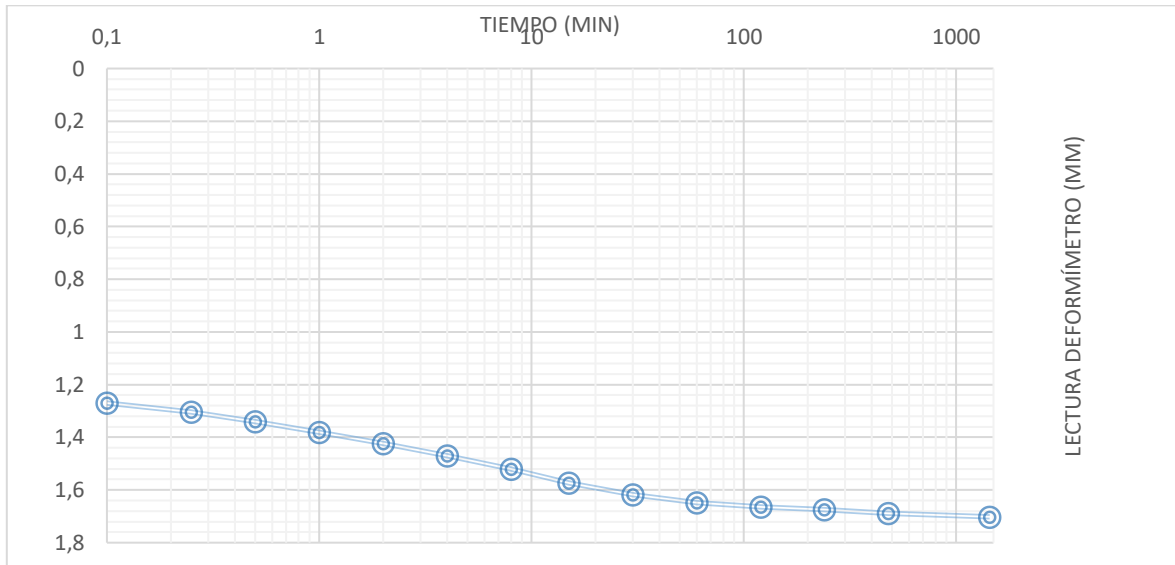
PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

DATOS INICIALES		Tiempo	Lectura dial	Tiempo (min)	Lectura dial (in)	Lectura dial (mm)
$W_{mol+suelo}$	284,77 gr	0 seg	396,5	0	0,03965	0
H_{mol}	2,8 cm	6 seg	500,0	0,1	0,05	1,27
Diámetro	6,6 cm	15 seg	513,0	0,25	0,0513	1,30302
Área	34,21 cm ²	30 seg	528,0	0,5	0,0528	1,34112
W_{muerto}	367,62 gr	1 min	544,0	1	0,0544	1,38176
		2 min	560,0	2	0,056	1,4224
		4 min	579,0	4	0,0579	1,47066
	13648,02					
σ Carga	gr	8 min	599,0	8	0,0599	1,52146
		15 min	619,0	15	0,0619	1,57226
HORA	10:00 a. m.	30 min	637,0	30	0,0637	1,61798
FECHA	25/07/2018	1 H	649,0	60	0,0649	1,64846
		2 H	655,0	120	0,0655	1,6637
		4 H	659,0	240	0,0659	1,67386
		8 H	665,0	480	0,0665	1,6891
		24 H	670,0	1440	0,067	1,7018

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 14. Gráfica tiempo (min) Vs lectura del deformímetro (mm) para carga de $\sigma=4,0 \text{ kg/cm}^2$.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 15. Datos para ensayo de consolidación en fase de descarga para $\sigma=2,0$ kg/cm².



ENSAYO CONSOLIDACION UNIDIMENCIONAL DE LOS SUELOS, DESCARGA $\sigma=2,0$ kg/cm²

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 151 - 13

Fecha: 26-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

DATOS INICIALES		Tiempo	Lectura dial	Tiempo (min)	Ajustada (0,0001")	Lectura dial (mm)
$W_{mol+suelo}$	284,77 gr	0 seg	670,0	0	0,067	1,7018
H_{mol}	2,8 cm	6 seg	650,0	0,1	0,065	1,651
Diámetro	6,6 cm	15 seg	630,0	0,25	0,063	1,6002
Área	34,21 cm ²	30 seg	610,0	0,5	0,061	1,5494
W_{muerto}	367,62 gr	1 min	610,0	1	0,061	1,5494
		2 min	610,0	2	0,061	1,5494
Para $\sigma=2,0$ kg/cm ²		4 min	610,0	4	0,061	1,5494
σ Carga	6805,63 gr	8 min	610,0	8	0,061	1,5494
		15 min	611,0	15	0,0611	1,55194
HORA	10:00 a. m.	30 min	611,0	30	0,0611	1,55194
FECHA	26/07/2018	1 H	611,0	60	0,0611	1,55194
		2 H	612,0	120	0,0612	1,55448
		4 H	612,0	240	0,0612	1,55448
		8 H	612,0	480	0,0612	1,55448
		24 H	609,00	1440	0,0609	1,54686

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 16. Datos para ensayo de consolidación en fase de descarga para $\sigma=1,0$ kg/cm².



ENSAYO CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS, DESCARGA $\sigma=1,0$ kg/cm²

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 151 - 13

Fecha: 26-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

DATOS INICIALES	Tiempo	Lectura dial	Tiempo (min)	Ajustado (0,0001")	Lectura dial (mm)
$W_{mol+suelo}$ 284,77 gr	0 seg	609,0	0	0,0609	1,546860
H_{mol} 2,8 cm	6 seg	595,0	0,1	0,0595	1,511300
Diámetro 6,6 cm	15 seg	576,0	0,25	0,0576	1,463040
Área 34,21 cm ²	30 seg	553,0	0,5	0,0553	1,404620
W_{muerto} 367,62 gr	1 min	554,0	1	0,0554	1,407160
	2 min	554,0	2	0,0554	1,407160
Para $\sigma=1,0$ kg/cm ²	4 min	554,0	4	0,0554	1,407160
σ Carga 3384,43 gr	8 min	554,0	8	0,0554	1,407160
	15 min	554,0	15	0,0554	1,407160
HORA	30 min	554,0	30	0,0554	1,407160
27/07/201					
FECHA 8	1 H	554,0	60	0,0554	1,407160
	2 H	554,0	120	0,0554	1,407160
	4 H	555,0	240	0,0555	1,409700
	8 H	555,0	480	0,0555	1,409700
	24 H	553,0	1440	0,0553	1,404620

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 17. Datos para ensayo de consolidación en fase de descarga para $\sigma=0,5$ kg/cm².



ENSAYO CONSOLIDACION UNIDIMENCIONAL DE LOS SUELOS, DESCARGA $\sigma=0,5$ kg/cm²

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 151 - 13

Fecha: 26-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

DATOS INICIALES	Tiempo	Lectura dial	Tiempo (min)	Ajustado (0,0001")	Lectura dial (mm)
$W_{mol+suelo}$ 284,77 gr	0 seg	553	0	0,0553	1,40462
H_{mol} 2,8 cm	6 seg	553,0	0,1	0,0553	1,40462
Diámetro	15 seg	545,0	0,25	0,0545	1,3843
o 6,6 cm	30 seg	540,0	0,5	0,054	1,3716
Área 34,21 cm ²	1 min	533,0	1	0,0533	1,35382
W_{muerto} 367,62 gr	2 min	533,0	2	0,0533	1,35382
Para $\sigma=0,5$ kg/cm ²	4 min	533,0	4	0,0533	1,35382
σ Carga 1673,84 gr	8 min	532,0	8	0,0532	1,35128
HORA	15 min	531,0	15	0,0531	1,34874
28/07/201	30 min	530,0	30	0,053	1,3462
FECHA 8	1 H	529,0	60	0,0529	1,34366
	2 H	528,0	120	0,0528	1,34112
	4 H	528,0	240	0,0528	1,34112
	8 H	527,5	480	0,05275	1,33985
	24 H	525,0	1440	0,0525	1,3335

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 18. Datos para ensayo de consolidación en fase de descarga para $\sigma=0,0$ kg/cm².



ENSAYO CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS, DESCARGA $\sigma=0,0$ kg/cm²

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 151 - 13

Fecha: 26-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

DATOS INICIALES	Tiempo	Lectura dial	Tiempo (min)	Ajustado (0,0001")	Lectura dial (mm)
$W_{mol+suelo}$ 284,77 gr	0 seg	472	0	0,0472	1,19888
H_{mol} 2,8 cm	6 seg	472,0	0,1	0,0472	1,19888
Diámetro					
o 6,6 cm	15 seg	472,0	0,25	0,0472	1,19888
Área 34,21 cm ²	30 seg	472,0	0,5	0,0472	1,19888
W_{muerto} 367,62 gr	1 min	471,0	1	0,0471	1,19634
	2 min	468,0	2	0,0468	1,18872
Para $\sigma=0$ kg/cm ²	4 min	464,0	4	0,0464	1,17856
σ Carga 0,00 gr	8 min	458,0	8	0,0458	1,16332
	15 min	450,0	15	0,045	1,143
HORA	30 min	440,0	30	0,044	1,1176
30/07/201					
FECHA 8	1 H	432,0	60	0,0432	1,09728
	2 H	423,0	120	0,0423	1,07442
	4 H	416,0	240	0,0416	1,05664
	8 H	411,0	480	0,0411	1,04394
	24 H	399,0	1440	0,0399	1,01346

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 19. Datos para compresión inconfiada de los suelos.



ENSAYO COMPRESION INCONFINADA DE LOS SUELOS
RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 152 - 13

Fecha: 26-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

DATOS INICIALES		CARGA (Lb)	ξ (in)	TIEMPO (seg)	σ (lb/ cm ²)
Diámetro	10 cm	86	0,009	30	0,15975
Altura	11,70 cm	142	0,018	60	0,26377
	11,70 cm	198	0,027	90	0,36780
	11,70 cm	257	0,036	120	0,47739
	11,70 cm	302	0,046	150	0,56098
Peso	1956,06 gr	355	0,055	180	0,65943
Área	538,34 cm ²	398	0,064	210	0,73931
DATOS GRÁFICA	q_u 1,48 (Lb/ cm ²)	439	0,073	240	0,81546
		477	0,083	270	0,88605
		515	0,092	300	0,95664
		551	0,102	330	1,02351
		582	0,112	360	1,08109
		610	0,122	390	1,13311
		637	0,131	420	1,18326
		666	0,141	450	1,23713
		686	0,150	480	1,27428
		707	0,160	510	1,31329
		729	0,170	540	1,35415
		745	0,179	570	1,38388
		759	0,189	600	1,40988
		773	0,199	630	1,43589
		787	0,208	660	1,46189
		792	0,218	690	1,47118
791	0,228	720	1,46932		
789	0,231	750	1,46561		
779	0,248	780	1,44703		

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 20. Ensayo de corte directo en condición consolidado drenado.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN CONDICION CONSOLIDADA DRENADA

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 154 - 13

Fecha: 26-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

Carga (kg)	Área (cm ²)	Área (m ²)	Tensión normal σ (Kg/m ²)	CARGA			Resistencia corte τ (kg/m ²)
				N	kN	Kg	
17,41	36	0,0036	4837,37	238,4	0,238	24,3	6752,68
35,41	36	0,0036	9837,37	347,0	0,347	35,4	9828,78
71,41	36	0,0036	19837,37	457,1	0,457	46,6	12947,36

ϕ	21,7 °
C	5258,20 kg/m ²
C	525,82 gr/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 21. Datos para el ensayo de corte directo de los suelos para $\sigma=0,5 \text{ kg/cm}^2$.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN CONDICION CONSOLIDADA DRENADA PARA $\sigma=0,5 \text{ kg/cm}^2$

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 154 - 13

Fecha: 26-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

VELOCIDAD	Tiempo (Seg)	$\xi_{\text{Def vertical}}$ (mm)	$\xi_{\text{Def horizontal}}$ (mm)	$\xi_{\text{Def horizontal}}$ (cm)	Carga (N)	σ Carga (Kg)
V 0,50 mm/min	0,30	0,437	0,228	0,0228	26,8	2,7
	0,60	0,438	0,436	0,0436	57,9	5,9
PARA $\sigma=0,5 \text{ Kg/cm}^2$	0,90	0,438	0,643	0,0643	78,0	8,0
DATOS INICIALES	120	0,438	0,863	0,0863	96,5	9,8
$W_{\text{mold+SH}}$ 279,82 gr	150	0,064	1,127	0,1127	123,6	12,6
W_{molde} 148,20 gr	180	0,046	1,353	0,1353	142,7	14,5
H_{muestra} 1,90 cm	210	0,037	1,576	0,1576	161,4	16,5
W_{muerto} 585,48 gr	240	0,044	1,809	0,1809	177,5	18,1
a 6 cm	270	0,046	2,061	0,2061	190,2	19,4
b 6 cm	300	0,044	2,296	0,2296	197,3	20,1
Área _{sup} 36 cm ²	330	0,045	2,530	0,2530	200,9	20,5
CARGA 1741,45 gr	360	0,046	2,786	0,2786	208,0	21,2
Carga Xm^2 17414,52 gr	390	0,051	3,037	0,3037	214,3	21,8
	420	0,053	3,279	0,3279	221,7	22,6
N° cap 1	450	0,049	3,537	0,3537	226,1	23,0
W_{cap} 40,73 gr	480	0,047	3,798	0,3798	230,1	23,5
$W_{\text{cap+SH}}$ 64,13 gr	510	0,041	4,046	0,4046	230,7	23,5
$w_{\text{cap+Ss}}$ 59,96 gr	540	0,053	4,316	0,4316	232,8	23,7
W_{Ss} 19,23 gr	570	0,063	4,583	0,4583	233,4	23,8
ω 21,685 %	600	0,087	4,862	0,4862	235,4	24,0
	630	0,089	5,132	0,5132	236,4	24,1
	660	0,093	5,314	0,5314	237,8	24,2
	690	0,152	5,672	0,5672	238,4	24,3
	720	0,29	5,856	0,5856	238,1	24,3
	750	0,456	6,234	0,6234	237,1	24,2
	780	0,456	6,484	0,6484	235,8	24,0
	810	0,456	6,766	0,6766	234,8	23,9
	840	0,456	7,03	0,703	234,1	23,9
	870	0,456	7,293	0,7293	233,1	23,8
	900	0,456	7,557	0,7557	232,4	23,7
	930	0,456	7,827	0,7827	230,7	23,5
	960	0,456	8,084	0,8084	229,7	23,4
	990	0,456	8,349	0,8349	229,4	23,4

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 22. Datos para el ensayo de corte directo de los suelos para $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN CONDICION CONSOLIDADA DRENADA PARA $\sigma=1,0 \text{ kg/cm}^2$.

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 154 - 13

Fecha: 26-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

VELOCIDAD		Tiempo (Seg)	$\xi_{\text{Def vertical}}$ (mm)	$\xi_{\text{Def horizontal}}$ (mm)	$\xi_{\text{Def horizontal}}$ (cm)	Carga (N)	σ Carga (Kg)
V	0,50 mm/min	0,30	0,019	0,177	0,02	38,2	3,9
		0,60	0,045	0,354	0,04	75,0	7,6
PARA $\sigma=1,0 \text{ Kg/cm}^2$		0,90	0,070	0,545	0,05	109,8	11,2
DATOS INICIALES		120	0,084	0,764	0,08	148,7	15,2
$W_{\text{mold+SH}}$	269,90 gr	150	0,097	0,97	0,10	176,5	18,0
W_{molde}	133,88 gr	180	0,106	1,196	0,12	203,3	20,7
H_{muestra}	1,90 cm	210	0,11	1,417	0,14	227,7	23,2
W_{muerto}	585,48 gr	240	0,123	1,652	0,17	250,2	25,5
a	6 cm	270	0,131	1,895	0,19	266,2	27,1
b	6 cm	300	0,137	2,116	0,21	281,3	28,7
Área	36 cm ²	330	0,137	2,364	0,24	292,7	29,8
CARGA	3541,45 gr	360	0,137	2,632	0,26	304,1	31,0
Carga Xm^2	35414,52 gr	390	0,137	2,864	0,29	313,1	31,9
		420	0,137	3,111	0,31	321,5	32,8
N° cap	80	450	0,137	3,373	0,34	328,2	33,5
W_{cap}	40,45 gr	480	0,137	3,638	0,36	334,2	34,1
$W_{\text{cap+SH}}$	106,26 gr	510	0,137	3,898	0,39	338,9	34,5
$w_{\text{cap+Ss}}$	93,87 gr	540	0,137	4,157	0,42	341,9	34,9
W_{Ss}	53,42 gr	570	0,137	4,425	0,44	345,6	35,2
ω	23,194 %	600	0,137	4,694	0,47	347,0	35,4
		630	0,137	4,961	0,50	345,6	35,2
		660	0,137	5,275	0,53	343,6	35,0
		690	0,137	5,506	0,55	342,3	34,9
		720	0,137	5,785	0,58	337,2	34,4
		750	0,137	6,089	0,61	334,6	34,1
		780	0,137	6,331	0,63	330,9	33,7

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 23. Datos para el ensayo de corte directo de los suelos para $\sigma=2,0 \text{ kg/cm}^2$.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN CONDICION CONSOLIDADA DRENADA PARA $\sigma=2,0 \text{ kg/cm}^2$.

RESULTADOS DE LABORATORIO

INV E- 154 - 13

Fecha: 26-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

VELOCIDAD	Tiempo (Seg)	$\xi_{\text{Def vertical}}$ (mm)	$\xi_{\text{Def horizontal}}$ (mm)	$\xi_{\text{Def horizontal}}$ (cm)	σ Carga (N)	σ Carga (Kg)
0,50 V mm/min	0,30	0,006	0,283	0,0283	58,3	5,9
	0,60	0,033	0,459	0,0459	158,1	16,1
PARA $\sigma=2,0 \text{ Kg/cm}^2$	0,90	0,047	0,639	0,0639	213,3	21,7
DATOS INICIALES	120	0,070	0,839	0,0839	251,8	25,7
$W_{\text{mold+SH}}$ 272,23 gr	150	0,097	1,074	0,1074	286,0	29,2
W_{molde} 139,74 gr	180	0,116	1,279	0,1279	310,1	31,6
H_{muestra} 1,90 cm	210	0,134	1,519	0,1519	335,2	34,2
W_{muerto} 585,48 gr	240	0,151	1,747	0,1747	355,0	36,2
a 6 cm	270	0,169	1,978	0,1978	373,4	38,1
b 6 cm	300	0,189	2,209	0,2209	388,1	39,6
Área 36 cm ²	330	0,207	2,441	0,2441	401,2	40,9
CARGA 7141,45 gr	360	0,221	2,694	0,2694	412,9	42,1
Carga X_{m^2} 71414,52 gr	390	0,237	2,935	0,2935	421,3	42,9
	420	0,257	3,184	0,3184	429,0	43,7
N° cap 21	450	0,272	3,450	0,345	434,7	44,3
W_{cap} 31,88 gr	480	0,268	3,699	0,3699	440,4	44,9
$W_{\text{cap+SH}}$ 163,19 gr	510	0,301	3,951	0,3951	444,7	45,3
$w_{\text{cap+Ss}}$ 138,80 gr	540	0,318	4,223	0,4223	449,4	45,8
W_{Ss} 106,92 gr	570	0,337	4,485	0,4485	452,8	46,2
ω 22,811 %	600	0,354	4,775	0,4775	455,5	46,4
	630	0,367	5,020	0,502	457,1	46,6
	660	0,373	5,310	0,531	451,1	46,0
	690	0,396	5,613	0,5613	443,4	45,2
	720	0,411	5,913	0,5913	437,7	44,6

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 24. Datos para el ensayo de la gravedad específica de los suelos finos y gravas.



ENSAYO GRAVEDAD ESPECIFICA PARA SUELOS FINOS Y GRAVAS

INV E- 128 - 13 Y INV E-223-13

Fecha: 30-03-2018

PROYECTO: DRENES VERTICALES

LOCALIZACIÓN: UPB SECCIONAL BUCARAMANGA

GRAVEDAD ESPECIFICA PARA SUELOS FINOS

DATOS INICIALES		$W_{\text{Picnómetro seco}} \text{ (gr)}$
	$W_{\text{Picnómetro seco}}$	159,38 (gr)
	$W_{\text{suelo seco}}$	75,00 (gr)
	T	26,8 °
TABLA	$\rho_{\text{H}_2\text{O}}$ a temperatura de ensayo	0,99657 (gr/ cm ³)
	K, coeficiente	0,99836
	$W_{\text{picnómetro+agua}}$	655,90 (gr)
	$W_{\text{Picnómetro+suelo+agua}}$	704,30 (gr)
	$W_{\text{picnómetro seco}}$	651,40 (gr)
	$V_{\text{picnómetro seco calibrado prom}}$	498,23 (cm ³)
	G_t	2,82
	$G_{20^\circ\text{C}}$	2,81

GRAVEDAD ESPECIFICA PARA LA GRAVA

$W_{\text{sat superficialmente seco}}$	5020 (gr)
$W_{\text{sumergido}}$	3116 (gr)
$W_{\text{secado al horno}}$	4970 (gr)
Densidad relativa SH	2,61 (gr)
Densidad relativa SSS	2,64 (gr)
Densidad relativa aparente	2,68 (gr)
Absorción %	1,01%

Fuente: Elaboración propia.