



Apoyo a los procesos geotécnicos en la empresa Vieco Ingeniería de Suelos

Brayan Stiven Montoya Corrales

Informe de práctica como requisito para optar al título de:
Ingeniero Civil.

Semestre de Industria

Asesor interno:

Edwin Fabián García Aristizábal, Doctor en ingeniería

Asesor externo:

Daniel Ricardo Burbano Hoyos, especialista en Geotecnia

Universidad de Antioquia
Facultad de ingeniería, Escuela Ambiental
Ingeniería Civil
Medellín, Colombia

2024

Cita	(Montoya Corrales, 2024)
Referencia	(Montoya Corrales, 2024). <i>Apoyo a los procesos geotécnicos en la empresa Vieco Ingeniería de Suelos</i> [Semestre de industria]. Universidad de Antioquia, Medellín.
Estilo APA 7 (2020)	



Centro de documentación de ingeniería CENDOI

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

Tabla de contenido

1. Introducción	8
2. Objetivos	9
2.1. Objetivo general	9
2.2. Objetivos específicos.....	9
3. Marco teórico	10
4. Metodología.....	15
5. Resultados	17
5.1. Descripción de muestras obtenidas.	17
5.2. Resultados de ensayos de laboratorio.....	18
5.2.1. Clasificación Granulométrica.....	19
5.2.2. Límites de Atterberg.....	20
5.2.3. Comprensión inconfinaada.	20
5.2.4. Ensayo de corte directo.	22
5.2.5. Resultados ensayo de consolidación	24
5.3. Resultados de ensayos de campo.	27
5.3.1. Línea de refracción sísmica.....	27
5.3.2. Inclínómetros.....	30
5.4. Resultados de correlaciones	36
5.4.1. Resistencia al corte no drenada vs relación de vacíos.....	36
5.4.2. Resistencia al corte vs relación de vacíos.	37
5.4.3. Módulo de elasticidad vs ángulo de fricción.....	38
Conclusiones	40
Referencias.....	42

Lista de tablas

Tabla 1. Resultados del ensayo de clasificación granulométrica	19
Tabla 2. Resultados ensayo de compresión inconfiada.....	21
Tabla 3. Resultados corte directo.	23
Tabla 4 Primer ciclo carga-descarga del ensayo de consolidación.	24
Tabla 5. Segundo ciclo carga-descarga del ensayo de consolidación.	25
Tabla 6. Correlaciones obtenidas a partir de la velocidad de onda de corte.	30

Lista de figuras

Figura 1 Muestras obtenidas en un sondeo de perforación en el oriente antioqueño	17
Figura 2 Resultados del ensayo de clasificación granulométrica.....	19
Figura 3 Resultados comprensión inconfiada.	21
Figura 4 Resultados de corte directo.....	23
Figura 5 Resultados ensayo de consolidación.....	26
Figura 6 Perfil 2D MASW del ensayo de línea de refracción sísmica.....	27
Figura 7 Perfiles 1D para el MASW y MAM obtenidos del ensayo de refracción sísmica.	28
Figura 8 Perfil 1D obtenido para el MASW+MAM del ensayo de refracción sísmica.	29
Figura 9 Deformaciones horizontales en el eje A, eje B, estado de excavación y perfil del suelo para un inclinómetro.....	31
Figura 10. Estado de excavación para la fecha de la última lectura (04 de junio de 2024), junto con el perfil de suelos.....	32
Figura 11 Gráfica Deformación superficial vs tiempo para un inclinómetro.	33
Figura 12 Resistencia al corte no drenada vs relación de vacíos.	36
Figura 13 Resistencia al corte vs relación de vacíos.....	37
Figura 14 Módulo de elasticidad vs ángulo de fricción interna.	38

Resumen

En el siguiente informe se presentan los resultados obtenidos durante la práctica académica en la empresa Vieco Ingeniería de Suelos, una empresa dedicada hace más de 50 años a la consultoría geotécnica y al diseño de excavaciones, cimentaciones y contenciones a nivel departamental, nacional e internacional.

El objetivo de la practica académica estuvo enfocado en el apoyo a los diferentes procesos geotécnicos dentro de la empresa en obras localizadas en el Valle de Aburrá, así como el suroeste y el oriente antioqueño, esto se logró mediante la revisión e identificación de muestras, determinación de ensayos de laboratorio, realización de ensayos de campo, como líneas de refracción sísmica, control de instrumentación y en el apoyo de la realización de informes geotécnicos.

Durante la práctica se obtuvo la oportunidad no solo de adquirir nuevos conocimientos, sino también de aplicar aquellos adquiridos durante la formación académica en la Universidad de Antioquia. Este aprendizaje práctico resultó fundamental para complementar y consolidar la educación teórica recibida, proporcionando una experiencia invaluable en el campo de la ingeniería geotécnica.

palabras clave: suelo residual, relación de vacíos, resistencia al corte no drenada, inclinómetros, línea de refracción sísmica, velocidad de onda, arena limosa.

Abstract

The following report presents the results obtained during the academic internship at Vieco Ingeniería de Suelos, a company dedicated for more than 50 years to geotechnical consulting and design of excavations, foundations and retention structures at the departmental, national and international level.

The objective of the academic internship was focused on supporting the different geotechnical processes within the company in projects located in the Aburrá Valley, as well as the southwest and eastern Antioquia, this was achieved through the review and identification of samples, determination of laboratory tests, conducting field tests, such as seismic refraction lines, instrumentation control and support in the preparation of geotechnical reports.

During the internship, an opportunity was obtained not only to acquire new knowledge, but also to apply the knowledge acquired during the academic training at the University of Antioquia. This practical learning was fundamental to complement and consolidate the theoretical education received, providing invaluable experience in the field of geotechnical engineering.

Keywords: residual soil, void ratio, undrained shear strength, inclinometers, seismic refraction line, wave velocity, silty sand.

1. Introducción

La geotecnia es fundamental en la ingeniería civil, ya que permite conocer las propiedades del suelo y rocas en una determinada área, esta información es vital para el diseño y construcción de infraestructuras seguras y duraderas. En la actualidad, esta disciplina en Colombia incorpora tecnologías avanzadas como el uso de equipos de exploración geotécnica, software de modelado geotécnico y técnicas de instrumentación para el monitoreo de obras civiles. Todo esto juega un papel fundamental en el desarrollo de grandes proyectos de infraestructura en el país, así como en la prevención y mitigación de desastres naturales.

Una de las empresas pioneras en esta área en el país ha sido VIECO Ingeniería de suelos, con más de 50 años de experiencia y más de 6200 estudios realizados, es por esto por lo que el objetivo la práctica académica es brindar apoyo a esta importante empresa en el área geotécnica a través de la revisión e identificación de muestras, determinación de ensayos de laboratorio, realización de ensayos de campo, control de instrumentación y en el apoyo de la realización de informes geotécnicos. Con esta práctica, se tiene la oportunidad de aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica y adquirir experiencia en un campo tan importante como es la geotecnia.

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

Apoyar el diseño geotécnico de los diferentes proyectos de VIECO Ingeniería de Suelos S.A.S, mediante ensayos de suelos, procesamiento de datos y realización de informes geotécnicos.

2.2. Objetivos específicos

- Realizar ensayos de campo como: líneas de refracción sísmica, Down Hole, penetración dinámica de cono.
- Revisar, identificar y describir muestras de suelos procedentes de los estudios de suelos realizados por la empresa.
- Procesar e interpretar datos obtenidos en campo y en laboratorios necesarios para determinar parámetros de diseño geotécnico.
- Apoyar en la elaboración de ensayos de laboratorio relacionados con las muestras recolectadas.
- Realizar mediciones de inclinómetros para monitoreo de la estabilidad de suelos y estructuras.
- Apoyar en la elaboración de informes geotécnicos necesarios para los proyectos de la empresa.

3. Marco teórico

El suelo en ingeniería es un cuerpo natural heterogéneo, son los sedimentos no consolidados de partículas sólidas fruto de la alteración de las rocas, o los suelos transportados por agentes como el agua, el hielo, el viento o la gravedad; es el material de construcción más abundante dentro de la ingeniería Civil, y constituye la base de estructuras como edificaciones, vías, puentes, canales, torres, entre otros, además se utiliza como el material de terraplenes viales, muros de tierra reforzada con geotextil, diques y rellenos de adecuación de terrenos en relieves pendientes para áreas urbanas. (Duque Escobar & Escobar Potes, 2023).

Es por ello por lo que surge la necesidad de estudiar los suelos desde las diferentes ópticas y necesidades dentro de las prácticas de la Ingeniería Civil. La estabilidad volumétrica de un suelo, donde no se admiten deformaciones altas, la estabilidad de los taludes y de las estructuras que hacen parte de la cimentación de una estructura; la saturación de los suelos y sus consecuencias en la inestabilidad de taludes, la estabilidad del suelo frente a procesos de erosión hídrica o sus cambios de volumen y resistencia cuando se deshidrata, son algunos de los comportamientos que se deben estudiar en la mecánica de suelos para dar respuesta a los problemas más frecuentes de la geotecnia. (Duque Escobar & Escobar Potes, 2023)

Las propiedades físicas del suelo permiten identificarlo y clasificarlo dentro de una amplia gama de posibilidades que existen en la naturaleza. Estas propiedades dependen además de la posición geográfica del suelo, la profundidad y espesor del estrato. (Camargo Vásquez & Durán Vergara, 2018). Entre las propiedades físicas y mecánicas más relevantes de un suelo se pueden enumerar:

- Relación de vacíos: Definimos la relación de vacíos como la razón entre el volumen de vacíos y el volumen de la parte sólida del suelo. La norma por la cual se puede obtener esta propiedad es la ASTM D854-23.
- Grado de saturación: Relación que existe entre el volumen de agua y el volumen de vacíos. Su valor se presenta en porcentaje. La norma por la cual se puede obtener esta propiedad es la ASTM D854-23.
- Peso unitario: Relación que existe entre el peso total de la masa de suelo y el volumen total de la masa de suelo. La norma por la cual se puede obtener esta propiedad es la ASTM D1556.

- Contenido de humedad: Relación que existe entre el peso del agua presente en la muestra de suelo y el peso seco de los sólidos. Su valor se presenta en porcentaje. La norma por la cual se puede obtener esta propiedad es la ASTM D2216
- Densidad aparente: Es la relación que existe entre el peso seco (105° C) de una muestra de suelo, y el volumen que esa muestra ocupaba en el suelo. La norma por la cual se puede obtener esta propiedad es la ASTM D1556.
- Densidad real: Es el promedio ponderado de las densidades de las partículas sólidas del suelo. La norma por la cual se puede obtener esta propiedad es la ASTM D854-23.
- Consistencia: Es usualmente definida como el término que designa las manifestaciones de las fuerzas físicas de cohesión y adhesión, actuando dentro del suelo a varios contenidos de humedad. La norma por la cual se puede obtener esta propiedad es la ASTM D4318.
- Plasticidad: Se define como la propiedad que habilita a las arcillas para cambiar de forma cuando están sujetas a una fuerza deformante superior a las fuerzas cohesivas y mantener esa forma cuando la fuerza deja de ser aplicada. La forma permanece después que el agua es removida. Las arenas pueden ser moldeadas cuando están mojadas pero el moldeado no perdura cuando se secan: por lo tanto, las arenas no son plásticas. La norma por la cual se puede obtener esta propiedad es la ASTM D4318

Existen dos formas principales de explorar el suelo, directa e indirectamente, los principales métodos de exploración directa son los sondeos (Herrera Herbert & Castilla Gómez, 2012) los cuales se enumeran a continuación:

- Sondeos a percusión: El principio general del método consiste en el empleo de un martillo que avanza por golpes sucesivos, aplicados por la caída de una masa, cuya energía se transmite mediante un varillaje a un tubo hueco (toma muestras) situado en el fondo de la perforación. Este método proporciona información sobre la resistencia del suelo y su capacidad portante.
- Sondeos a rotación: El sondeo a rotación es el procedimiento más extendido para

obtener muestras en cualquier investigación geotécnica. En este se perfora el suelo utilizando una barrena helicoidal que gira y corta el suelo a medida que avanza en la perforación. Este tipo de sondeo se utiliza para obtener muestras de suelo de diferentes profundidades y para determinar características del suelo como la composición, densidad, resistencia, nivel freático, entre otros.

Existen dos tipos principales de muestras de suelo que pueden obtenerse a partir de perforaciones o sondeos:

- Muestras alteradas: Son muestras tomadas de las herramientas de perforación. Ejemplos, raspaduras en la barrena, los contenidos en la prueba de penetración estándar, residuos encontrados o muestras tomadas a mano en las perforaciones.
- Muestras no alteradas: obtenidas al introducir un tubo de paredes finas en el suelo; proporcionan, en la medida de lo posible, la verdadera estructura y contenido de agua in situ del suelo examinado.

Con base en la exploración de campo, se seleccionan las muestras más representativas para ensayos de laboratorio, orientados a la determinación de las características geomecánicas básicas y avanzadas del suelo. Las generalidades de los principales ensayos de laboratorio de suelos son:

- Clasificación granulométrica: El análisis granulométrico consiste en la separación de las partículas de suelo por rangos de tamaños, haciendo uso de mallas o tamices con aberturas cuadradas. Mediante procesos de agitado se lleva a cabo la separación de las partículas en porciones, las cuales se pesan expresando dicho retenido como porcentajes en peso de la muestra total y aunque se considera físicamente imposible determinar el tamaño exacto de cada partícula, la prueba de granulometría sí permite agruparlas por rangos de tamaño. (Botía Díaz, 2015). El procedimiento detallado de este ensayo se puede consultar en la ASTM D422.
- Ensayo de consolidación unidimensional: El propósito del ensayo de consolidación unidimensional es determinar la capacidad de un suelo para soportar cargas y deformaciones a lo largo del tiempo. Este ensayo permite evaluar la compresibilidad y la consolidación del suelo, lo que es fundamental para el diseño de cimentaciones y estructuras que se apoyan en él. El proceso de consolidación es un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo. En este proceso de consolidación se llevan a cabo

diferentes etapas: consolidación inicial, primaria y secundaria. El objetivo de este ensayo es determinar constantes del suelo como: esfuerzo efectivo inicial, esfuerzo de preconsolidación, relación de sobreconsolidación, índice de compresibilidad, índice de recompresión. (Juárez Badillo, 2005). (Botía Diaz, 2015). El procedimiento detallado de este ensayo se puede consultar en ASTM D2435/2435M-11.

- Ensayo de compresión inconfiada: La resistencia a la compresión inconfiada se define como el valor del esfuerzo que se debe aplicar normalmente a un espécimen de suelo para producir en este la condición de falla. Cuando se decidió realizar por primera vez este tipo de ensayo se hizo con el fin de determinar de una manera rápida los valores de resistencia al corte de los suelos, bajo el criterio del círculo de Mohr Coulomb, determinando así el valor de resistencia al corte como 0.5 veces el valor de la resistencia a la compresión inconfiada. (Botía Diaz, 2015). (Botía Diaz, 2015). El procedimiento detallado de este ensayo se puede consultar en ASTM D 2166.
- Ensayo de corte directo: El ensayo de corte directo consiste en inducir una falla en una muestra de suelo, a través de la imposición de dos esfuerzos: el primero de ellos un esfuerzo normal, que se da mediante la aplicación de un carga vertical y que esta direccionado a inducir las condiciones de presión a las que está sometida dicha muestra en su entorno natural y un esfuerzo cortante que se da mediante la aplicación de una carga horizontal y que cuyos valores de esfuerzos obtenidos a través del ensayo permiten obtener un plano de ejes coordenados y a través del cual se determinan los valores de cohesión y ángulo de fricción.(Botía Diaz, 2015). (Botía Diaz, 2015). El procedimiento detallado de este ensayo se puede consultar en ASTM D 3080/D3080M-23.

Por otro lado, la exploración indirecta, según Manilla Aceves, 2003, realizada mediante geofísica aplicada, se puede considerar como el arte de aplicar las ciencias físicas al estudio de la estructura y composición de las diversas capas de la tierra; es la que se dedica a la aplicación de los principios específicos en la investigación de los depósitos económicamente explotables, o en el conocimiento de las condiciones físicas del subsuelo en proyectos de cimentaciones de obras importante. Los objetivos de la prospección geofísica, utilizando los contrastes y variaciones de las

propiedades fisicoquímicas, son localizar en el subsuelo estratos que representen masas resistentes, y, que puedan soportar una obra civil; además de localizar yacimientos de: agua, petróleo, gas, vapor, y minerales de interés económico para el hombre; así como en el monitoreo de flujo y transporte de contaminantes; mapeo de eventualidades geológicas que representen un riesgo potencial para las obras civiles.

Además de la exploración directa e indirecta en los suelos, existen instrumentos para el monitoreo de las deformaciones horizontales en el terreno, como lo son los inclinómetros, estos miden el cambio de inclinación de un tubo que se coloca en una perforación dentro del talud y de esta manera, se calcula la distribución de los movimientos laterales, de esta manera, se puede determinar la profundidad de la superficie de falla y la dirección y magnitud de los desplazamientos (Suarez Diaz, 2009).

Un inclinómetro está constituido por los siguientes elementos:

- Una tubería guía, esta tiene unas guías longitudinales para orientar la unidad sensora. Generalmente, se utilizan diámetros de tubo entre 1.5 y 3.5 pulgadas.
- Un sensor portátil montado sobre un sistema de ruedas que se mueven sobre la guía del tubo. El inclinómetro incorpora dos servoacelerómetros con fuerzas balanceadas para medir la inclinación del instrumento.
- Un cable de control que baja y sube el sensor y transmite señales eléctricas a la superficie. Generalmente, el cable está graduado para el control superficial. El cable tiene un núcleo de acero para minimizar las deformaciones y tiene unas marcas para medir profundidades. Estas medidas están relacionadas hasta la mitad de la altura del torpedo. Superficialmente, el cable se maneja con una polea, que tiene unas tenazas para sostenerla. Se recomienda siempre, trabajar con la polea para evitar el riesgo de que el cable pueda torcerse al sostenerlo.
- Un equipo de lectura en la superficie (que sirve de proveedor de energía) recibe las señales eléctricas, presenta las lecturas y en ocasiones, puede guardar y procesar los datos. El equipo de lectura es compacto y está sellado contra la humedad. La unidad también puede realizar chequeos y revalidar la información. En oficina, los datos del inclinómetro se descargan en un computador

4. Metodología

La metodología empleada durante la práctica académica se presenta a continuación:

- Identificación del lugar del proyecto mediante la consulta de base de datos y microzonificación sísmica para estimar condiciones geológicas del proyecto.
- Localización de sondeos en campo según la topografía, morfología y características del proyecto esperadas según base de datos de la empresa y estudios anteriores cercanos.
- Realización de ensayos de campo, en general se realizan perforaciones con recuperación de muestras, ensayo SPT (Standard Penetration Test), el procedimiento detallado de este ensayo se encuentra descrito en la norma ASTM D1586 / D1586M; y ensayos de geofísicas MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) y MAM (Multichannel Analysis of Microtremors), el procedimiento detallado de la realización de este ensayo se puede consultar en ASTM D5777–18.
- Visualización y descripción de las muestras de los sondeos de perforación para la construcción del perfil de suelos, el procedimiento detallado de este ensayo se puede consultar en ASTM D2488.
- De acuerdo con las muestras obtenidas se definen los ensayos de laboratorio. A todas las muestras se les toma contenido de humedad, a las muestras alteradas se les realiza ensayos de clasificación unificada, que incluye según el tipo de suelo, granulometría por tamizado mecánico e hidrómetro, límite líquido, límite plástico y determinación del peso unitario de sólidos. Por otro lado, a las muestras inalteradas se les determina su peso unitario total y seco, ensayos como, comprensión inconfiada, corte directo, consolidación unidimensional, comprensión triaxial y ángulo de fricción en reposo, todos ellos con el fin de obtener una caracterización avanzada del suelo.
- Reconstrucción de perfil de suelos con base en los resultados de los ensayos de campo y laboratorio, con el objetivo de definir los estratos que componen el perfil de suelos y sus principales propiedades físicas y parámetros mecánicos.

- Análisis geotécnico para recomendaciones de diseño de cimentaciones, excavaciones, sistema de contención o estabilidad de taludes.
- Elaboración del informe geotécnico con los lineamientos dados en el capítulo H de la NSR-10.

5. Resultados

Durante el tiempo de la práctica académica se tuvo la posibilidad de participar en el apoyo de las diferentes actividades de la empresa en aproximadamente 25 proyectos, ubicados principalmente en el Valle de Aburrá, el suroeste y el oriente antioqueño. Estos proyectos consistían principalmente en edificaciones residenciales, bodegas, centros comerciales y viaductos. En los cuales se realizó exploraciones directas e indirectas, así como en algunas la instalación de inclinómetros para el monitoreo de las deformaciones horizontales en el terreno. A continuación, se muestran algunos de los resultados obtenidos.

5.1. Descripción de muestras obtenidas.

En cada proyecto se realizó exploración directa mediante sondeos de perforación y ensayos SPT, como se muestra en la **Figura 1**, el cual corresponde a un sondeo de 28 m de profundidad en un proyecto localizado en el oriente antioqueño.

Figura 1

Muestras obtenidas en un sondeo de perforación en el oriente antioqueño



Superficialmente, bajo la capa vegetal y hasta profundidades máximas de 1.45 m, se encuentra un depósito de ceniza volcánica, constituido por limo arcilloso plástico de color café amarillento a verdoso, con contenidos de humedad natural superiores al 100% y una consistencia muy blanda.

A continuación, se encuentra un depósito de inundación hasta profundidades máximas de 2.9 m, constituido por arcilla arenosas muy plástica, con presencia de micas y gravas, de color gris con zonas cafés, contenidos de humedad cercanos al 100% y una consistencia muy blanda.

Luego del depósito de inundación se encuentra un depósito de origen aluvial que alcanza hasta 9 m de profundidad, constituido por arenas con gravas y bolos de roca, con humedades naturales menores al 20%.

A continuación, se encuentra un suelo residual perteneciente al horizonte de meteorización V y eventualmente IV hasta profundidades de 11 m aproximadamente, constituido por limos arenosos plásticos, de color gris verdoso y textura moteada blanca, con un contenido de humedad promedio del 30% y una consistencia blanda a media.

Subyacente al suelo residual V se encuentra un horizonte de suelo residual IV hasta profundidades máximas de 25 m, en el que aumenta el contenido de arenas, constituido principalmente por arena limosa, de coloración que va desde café amarillento a verdoso con textura moteada blanca, un contenido de humedad promedio del 26%, de baja plasticidad y consistencia media a compacta.

Finalmente se encuentra un estrato hasta la profundidad máxima explorada de 28 m, el cual es la transición del suelo residual al saprolito rocoso de dioritas pertenecientes al batolito Antioqueño, compuesto por una matriz arenosa, de coloración café amarillento con zonas blancas, siendo este estrato compacto a muy compacto.

5.2.Resultados de ensayos de laboratorio.

Con el fin de conocer las características geomecánicas básicas y avanzadas del suelo, se seleccionan las muestras más representativas de los sondeos. Para determinar las propiedades básicas del perfil de suelos se realizó la determinación de las humedades naturales de las muestras, ensayos de clasificación unificada, límites de Atterberg, determinación del ángulo de fricción en reposo, determinación de pesos unitarios, ensayos de comprensión inconfiada, ensayo de corte directo y ensayo de consolidación. A continuación, se muestran los resultados más importantes:

5.2.1. Clasificación Granulométrica.

Para el sondeo mencionado en la sección 5.1, se realizó la clasificación de tres muestras, a profundidades de 6.45 m, 13.45 m y 22.4 m, respectivamente, con el fin de conocer mejor las propiedades granulométricas de cada una. Los resultados obtenidos se muestran en la **Figura 2** y en la **Tabla 1**.

Figura 2
Resultados del ensayo de clasificación granulométrica

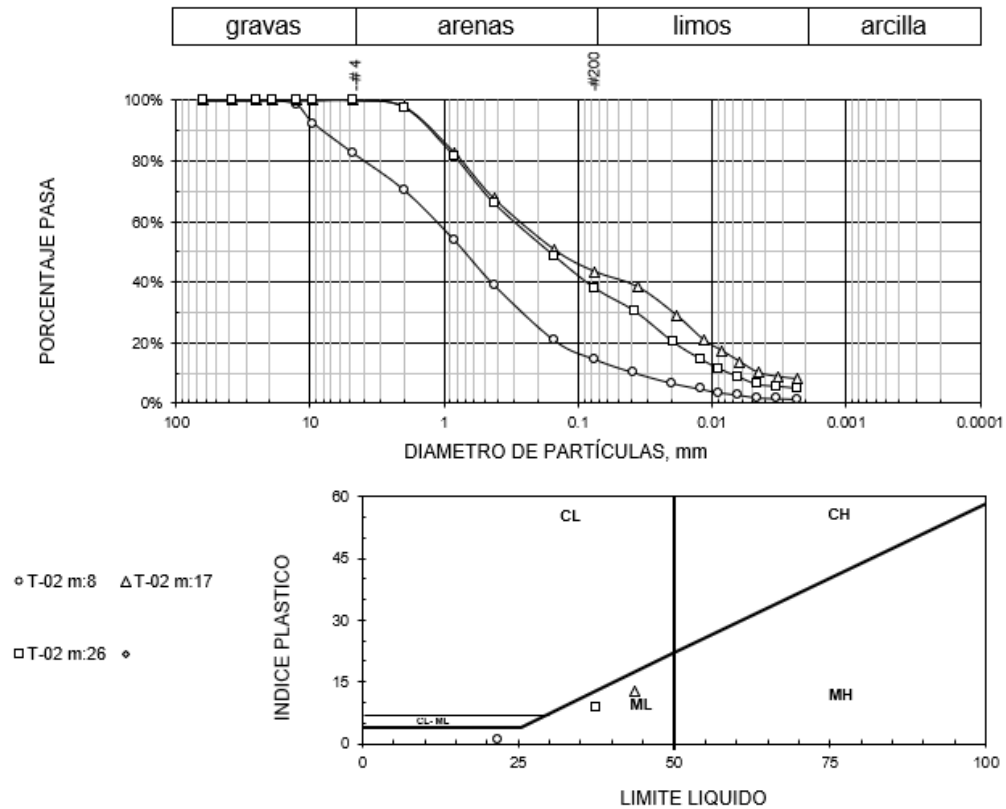


Tabla 1.
Resultados del ensayo de clasificación granulométrica

Sondeo	Muestra	Prof. m	Clasif.	Gs	LL	IP	Gravas	Arena	Finos	Arcilla
T-02	8	6.45	SM	2.69	21.7	0.9	17.6%	67.9%	14.6%	1.4%
T-02	17	13.45	SM	2.64	43.6	12.8		56.6%	43.4%	8.0%
T-02	26	22.45	SM	2.62	37.4	8.8		62.0%	38.0%	5.1%

En los resultados obtenidos para el ensayo de clasificación granulométrica no hubo mucha discrepancia, ya que todas las tres muestras seleccionadas clasificaron como arenas limosas (SM), superficialmente, la muestra a profundidad de 6.45 m contiene un porcentaje aproximadamente de

18% de gravas, 68% de arenas y alrededor del 15% de material fino. A continuación, la muestra a profundidad de 13.45 m tiende a tener materiales más finos arenosos, ya que el contenido de finos aumenta hasta el 44%, mientras que el de arena está alrededor del 57%. Por último, la muestra a mayor profundidad, 22.45 m, vuelve a tener mayor porcentaje de arena y disminuye su contenido de finos, con valores de 62% y 38% respectivamente.

5.2.2. Límites de Atterberg

Como se observa en la **Figura 2** y la **Tabla 1**, el límite líquido para las tres muestras está por debajo del 50%, teniendo un rango aproximadamente entre el 20 y el 40%, lo cual indica que estos materiales no son buenos para retener el agua sin cambiar de estado, por lo que son menos susceptibles a deformaciones y a sufrir cambios en su comportamiento mecánico. Por otro lado, el índice de plasticidad de las muestras es demasiado bajo, con valores menores al 12.8%, lo cual significa que tiene una baja capacidad de deformación o cambio de forma cuando se somete a esfuerzos. Esto indica que el suelo es poco plástico y tiende a mantener su forma original y a su vez, se pueda desprejar asentamientos por consolidación.

5.2.3. Compresión inconfiada.

En la **Figura 3**, se aprecian los resultados de dos ensayos de compresión inconfiada, con el fin de conocer la resistencia al corte no drenada del suelo en el sondeo que se ha venido trabajando en las secciones anteriores, se eligieron dos muestras, cada una perteneciente a un estrato muy diferente el uno del otro, la primera de ellas corresponde al depósito de inundación a una profundidad de 2.45 m y con un contenido de humedad muy cercano al 100%, la última muestra corresponde al suelo residual V, a una profundidad de 12 m y con un contenido de humedad del 21.5%.

Figura 3
Resultados compresión inconfínada.

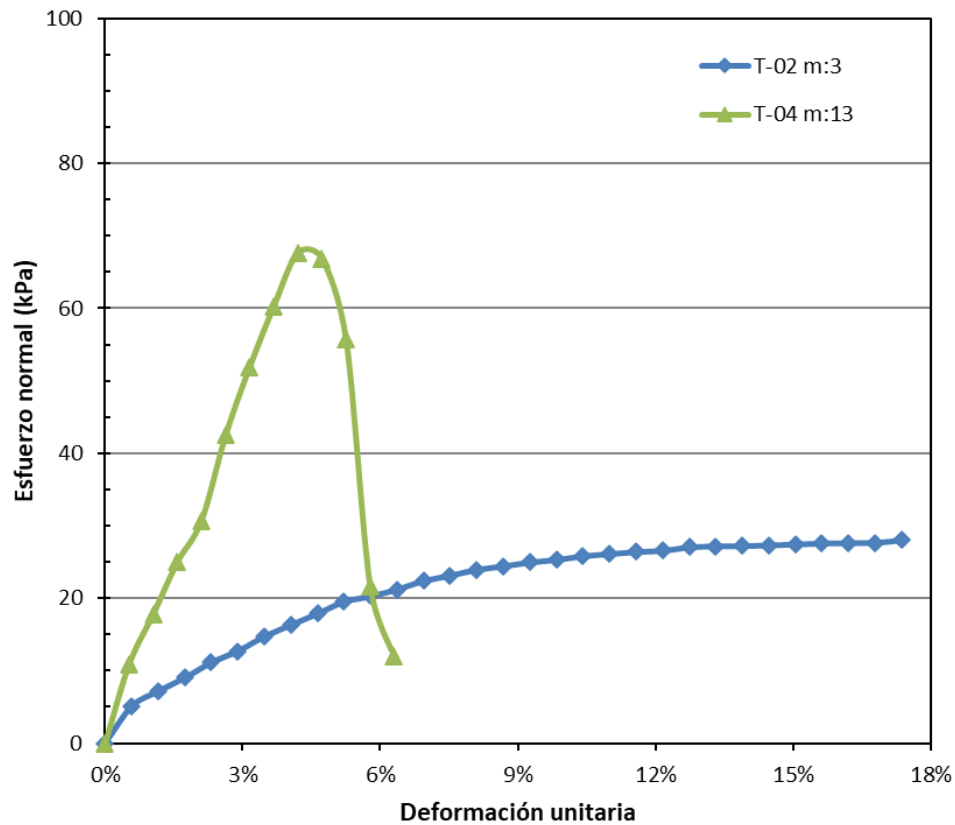


Tabla 2.
Resultados ensayo de compresión inconfínada

Sondeo	Muestra	Z, m	q_u , kPa	γ_t , kN/m ³	W, %	γ_d , kN/m ³
T-02	3	2,45	27	15,77	94,6	8,11
T-04	13	12,00	68	19,13	21,5	15,74

Los resultados derivados de los ensayos de compresión inconfínada muestran que el depósito de inundación tiene un valor de resistencia al corte no drenada de 27 kPa, mientras que el suelo residual de 68 kPa. El valor bajo en el depósito de inundación se puede asociar a que está compuesto por materiales principalmente grueso granulares, en cuanto al comportamiento es más dúctil, teniendo una alta capacidad de deformación antes de alcanzar la falla, lo que se traduce en una curva de esfuerzo-deformación con una zona de plastificación pronunciada, como se observa en la **Figura 3**, esto explica la baja resistencia a la compresión de esta muestra, lo que implica que

es más susceptible a la deformación que a la rotura, y que este tipo de suelos sean muy problemáticos en aplicaciones donde se requiere una alta estabilidad y resistencia.

Por otro lado, en el suelo residual se tiene un valor de resistencia al corte no drenada mucho mayor, resultado de su bajo contenido de humedad y poca plasticidad. Este suelo tiene una mayor capacidad para soportar cargas, pero, tiene un comportamiento frágil, donde llega a su capacidad límite y falla de una vez. También, tiene mayor resistencia por su composición granulométrica, dado que a pesar de clasificar como SM puede comportarse como un limo.

5.2.4. Ensayo de corte directo.

Para evaluar la resistencia al corte drenada, se realizó un ensayo de corte directo tipo consolidado-drenado (CD), los resultados se muestran en la **Figura 4** y en la **Tabla 3**, la muestra elegida está a 13 m de profundidad, perteneciente al estrato del suelo residual V, esta muestra clasifica como una arena limosa (SM), contiene una humedad muy baja, por debajo del límite plástico, por tanto se encuentra en un estado semiseco, lo cual tienden a que sea una muestra muy rígida y menos propensa a deformarse.

Figura 4
Resultados de corte directo

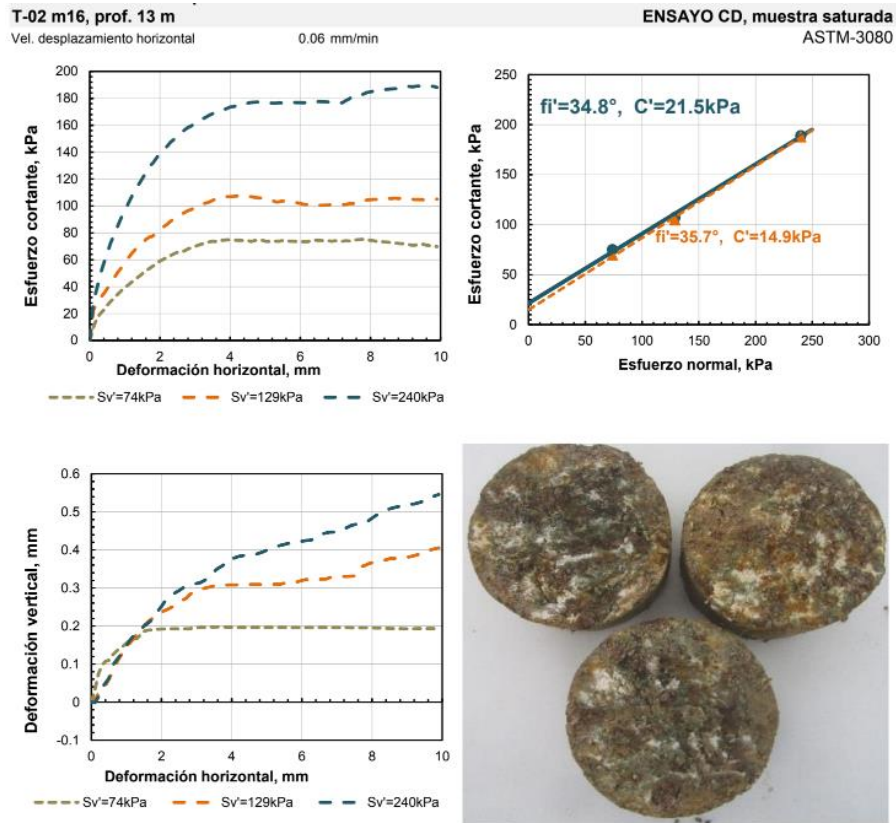


Tabla 3.
Resultados corte directo.

$\gamma =$	18,4 kN/m ³	$v =$	1,779	Clasif. SUCS	SM	LP	30,8
$\gamma_d =$	14,6 kN/m ³	$eo =$	0,779	PT#4	100%	IP	12,8
$w =$	26,4%	$n =$	44%	PT#200	43%	LL	43,6
S	90%	Gs =	2,640	%Arcilla	8%	IC	0,4

Como se observa en la gráfica esfuerzo cortante vs esfuerzo normal de la **Figura 4** , se obtuvieron para esfuerzos pico resultados de ángulo de fricción efectivo de 34.8 °, con 21.5 kPa de cohesión y para esfuerzos residuales se obtuvo un ángulo de fricción de 35.7 ° y 14.9 kPa de cohesión.

Por otro lado, como se observa en la gráfica esfuerzo cortante vs deformación horizontal, las gráficas llegan a un esfuerzo pico y se sigue deformándose, manteniendo este valor, esto quiere decir que la muestra utilizada llega a un punto de deformación, en la cual sigue deformándose sin un aumento significativo en el esfuerzo cortante, mostrando un comportamiento plástico. Del

mismo modo, en la gráfica deformación vertical (mm) vs deformación horizontal (mm), se percibe un aumento de volumen, el cual se denomina dilatancia positiva, lo que significa que el suelo se expandió durante el ensayo de corte.

5.2.5. Resultados ensayo de consolidación

Este ensayo se realiza para estimar asentamientos primarios y secundarios, este se realizó con dos ciclos de carga-descarga, los resultados se presentan en la **Tabla 4** y **Tabla 5**, y en la **Figura 5**, se pueden observar la curva edométrica obtenida.

Tabla 4

Primer ciclo carga-descarga del ensayo de consolidación.

σ *	ht *	e*	T50*	Cv*	D*	K*
kPa	cm		seg	cm ² /h	kPa	cm/seg
12	22.054	0.941				
70	22.006	0.937	9	9.570	2672	9.76E-07
129	21.931	0.930	6	15.331	1727	2.42E-06
247	21.736	0.913	5	16.239	1324	3.34E-06
482	21.456	0.888	5	16.161	1828	2.41E-06
953	21.067	0.854	5	15.481	2598	1.62E-06
1.895	20.522	0.806	6	13.382	3641	1.00E-06
3.779	19.757	0.739	5	13.867	5-053	7.48E-07
7.546	18.863	0.660	11	6.083	8326	1.99E-07
3.779	18.926	0.666				
1.895	19.022	0.674				
953	19.145	0.685				
482	19.283	0.697				
247	19.429	0.710				
129	19.568	0.722				
70	19.692	0.733				
12	19.972	0.758				

* σ (kPa): esfuerzo aplicado, ht(cm): altura muestra, e: relación de vacíos, T50(seg): tiempo para el 50% de consolidación, Cv(cm²/h): coeficiente de consolidación, D(kPa): módulo edométrico, K(cm/seg): permeabilidad.

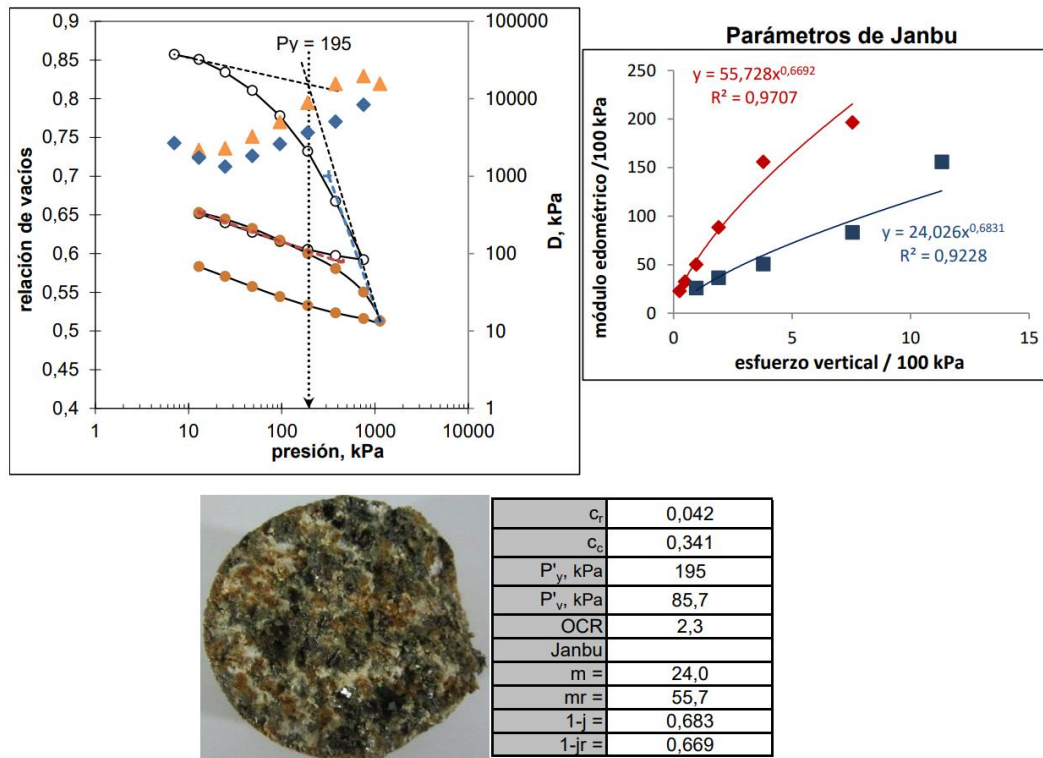
Tabla 5.*Segundo ciclo carga-descarga del ensayo de consolidación.*

σ^* kPa	ht* cm	e*	T50* seg	Cv* cm ² /h	D* kPa	K* cm/seg
12	19.692	0.733				
129	19.586	0.724	5	12.969	2174	1.63E-06
247	19.485	0.715	6	12.057	2283	1.44E-06
482	19.344	0.702	5	12.305	3254	1.03E-06
953	19.162	0.686	5	12.444	5005	6.77E-07
1.895	18.958	0.668	5	12.604	8847	3.88E-07
3.779	18.729	0.648	5	12.480	15595	2.18E-07
7.546	18.370	0.617	11	5.404	19655	7.49E-08
11.314	17.926	0.578	13	4.573	15587	7.99E-08
7.546	17.962	0.581				
3.779	18.050	0.588				
1.895	18.163	0.598				
953	18.299	0.610				
482	18.452	0.624				
247	18.609	0.638				
129	18.758	0.651				
12	19.144	0.685				

* σ (kPa): esfuerzo aplicado, ht(cm): altura muestra, e: relación de vacíos, T50(seg): tiempo para el 50% de consolidación, Cv(cm²/h): coeficiente de consolidación, D(kPa): módulo edométrico, K(cm/seg): permeabilidad.

Para el ensayo se utilizó en una muestra con profundidad de 10.45 m, correspondiente al estrato del suelo residual, este según la USCS clasifica como un limo de baja plasticidad (ML), con un porcentaje de suelo que pasa el tamiz #200 del 51%, una humedad de 26.2%, un límite líquido del 41.9% y un índice plástico del 14.2%, lo cual hace que el suelo esté en un estado semiseco y tenga una plasticidad baja.

Figura 5
Resultados ensayo de consolidación.



Con la curva edométrica, mostrada en la **Figura 5**, se puede estimar la historia geológica de esfuerzos del suelo. Esta curva permite estimar el esfuerzo que soporta el suelo en la actualidad ($P'v$) y el esfuerzo máximo que ha soportado en su historia geológica ($P'y$).

De la gráfica de relación de vacíos vs presión (kPa) de la **Figura 5**, donde la presión está en escala logarítmica, se obtuvo que $P'y$ (kPa)=195 y $P'v$ (kPa)=85.7, con estos esfuerzos se calcula la relación de sobreconsolidación, la cual se obtiene de la división entre $P'y$ y $P'v$. La relación de sobreconsolidación del suelo en estudio es de 2.3, este dato indica que las cargas actuales son menores que las históricas, lo que sugiere que el suelo está sobreconsolidado.

La compresibilidad del suelo se evalúa a partir de los coeficientes de compresión del tramo virgen C_c , de recompresión C_r , los cuales se observan en la **Figura 5** y el coeficiente de consolidación C_v mostrado en la **Tabla 5**. Con los resultados obtenidos, se estimó un valor aproximado de $C_v=10 \text{ cm}^2/\text{h}$. Este valor se ajusta a los estándares comunes de materiales con predominio de partículas finas, que suelen tener baja permeabilidad. Además, el coeficiente de

velocidad (C_v) permite estimar el tiempo necesario para que el agua sea drenada. Es crucial conocer este tiempo para prever el comportamiento mecánico del suelo durante las fases de construcción.

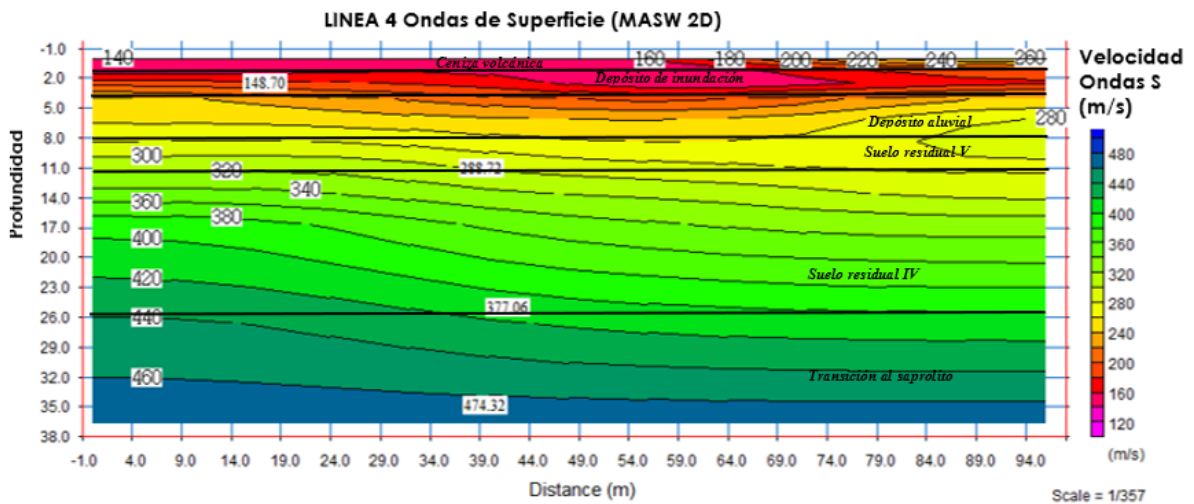
5.3. Resultados de ensayos de campo.

5.3.1. Línea de refracción sísmica.

A continuación, se muestra los resultados obtenidos durante la elaboración del ensayo de línea de refracción sísmica, del mismo proyecto que se ha venido presentando en los ensayos anteriormente desarrollados.

Figura 6

Perfil 2D MASW del ensayo de línea de refracción sísmica.



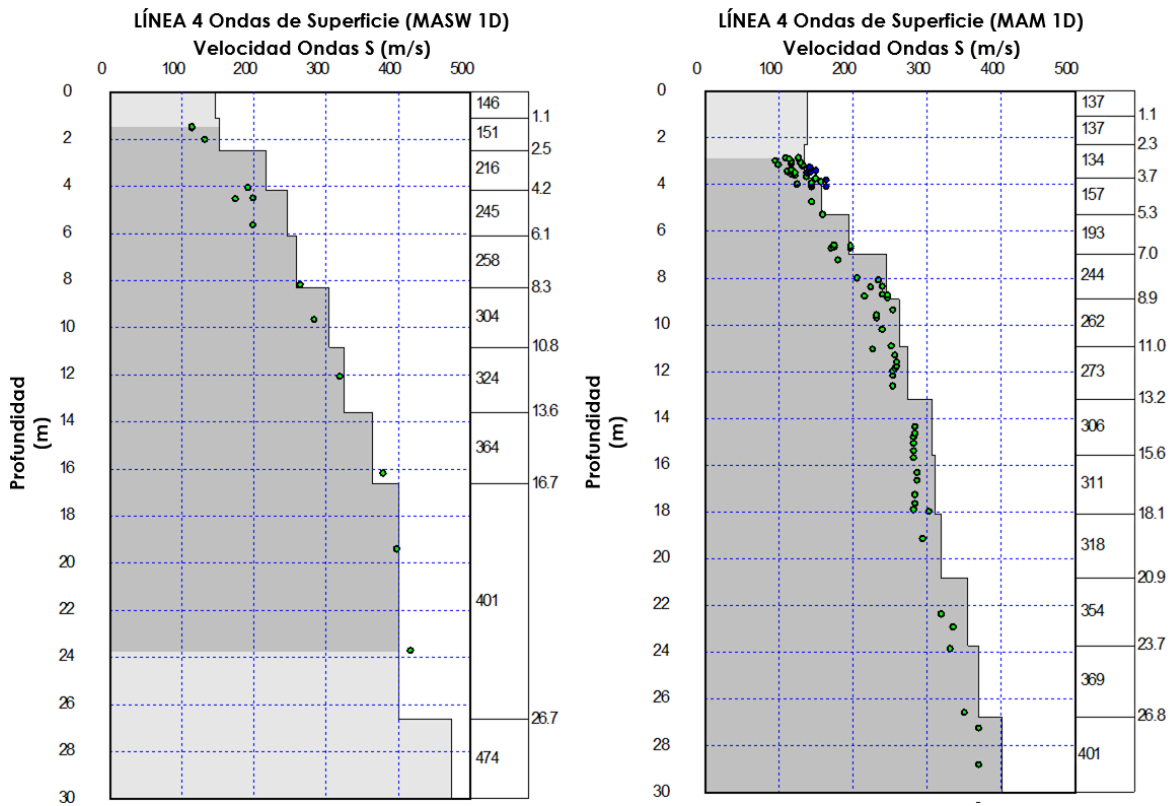
En la **Figura 6**, se muestra el perfil 2D obtenido del método de análisis de Ondas Superficiales en Arreglo multicanal (Multichannel Analysis of Surface Wave, MASW), como se puede observar se establecieron 6 estratos del suelo, según la velocidad de onda de corte, el primero de ellos corresponde a la ceniza volcánica con valores de onda de corte entre 80 a 120 m/s, a continuación está el depósito de inundación hasta profundidades de 3 m aproximadamente con valores de onda de corte hasta 160 m/s, luego se encuentra el depósito aluvial hasta una profundidad aproximada de 8 m con velocidades hasta 250 m/s, seguido del suelo residual V, que alcanza una profundidad hasta 11 m aproximadamente y una velocidad de onda de corte de 320 m/s. Seguido está el suelo residual IV, que alcanza una profundidad de hasta 26 m y una velocidad de onda de corte de 420 m/s aproximadamente. Finalmente, se encuentra el saprolito

después de los 26 m de profundidad, teniendo velocidades de onda de corte superiores a 420 m/s, mejorando en profundidad.

Por otro lado, se obtuvo un perfil 1D de velocidad de onda de corte para el método MASW y otro por el método de Medición de Microtremores en Arreglos Multicanal (Microtremor Array Measurements, MAM), como se observa en la **Figura 7**.

Figura 7

Perfiles 1D para el MASW y MAM obtenidos del ensayo de refracción sísmica.



Además, la combinación de los perfiles MASW y MAM permite obtener un perfil integral de la zona en estudio, proporcionando una velocidad de onda cortante en todo el perfil del suelo. Este resultado se muestra en la **Figura 8** y en la **Tabla 6** se muestran las correlaciones que se obtienen de la velocidad de ondas de corte con las velocidades de onda compresionales, la densidad del material y el número de golpes del ensayo SPT.

Figura 8

Perfil 1D obtenido para el MASW+MAM del ensayo de refracción sísmica.

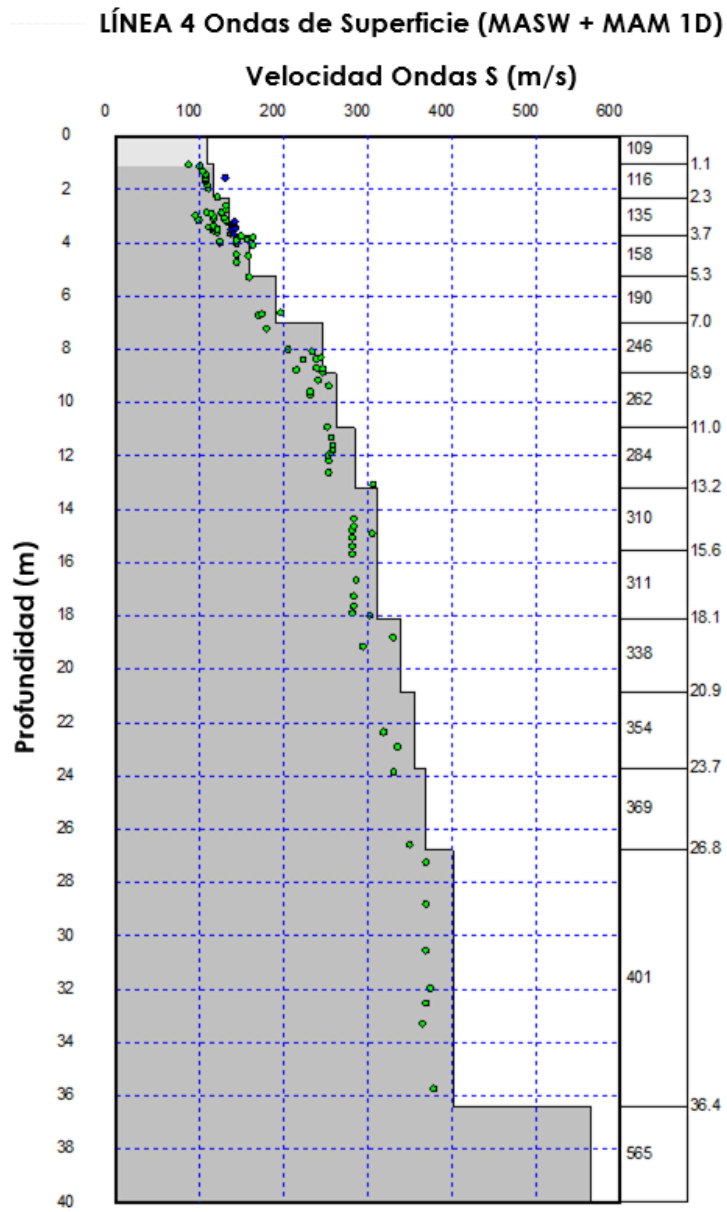


Tabla 6.*Correlaciones obtenidas a partir de la velocidad de onda de corte.*

Profundidad (m)	S-Velocidad de onda (m/s)	P-Velocidad de onda (m/s)	Densidad (g/cc)	N
0.0	109.46	1411.50	1.76	1
1.1	116.68	1419.52	1.76	2
2.3	135.79	1440.72	1.77	3
3.7	158.59	1466.04	1.78	5
5.3	190.20	1501.12	1.79	9
7.0	246.89	1564.05	1.81	20
8.9	262.70	1581.60	1.81	24
11.0	284.80	1606.12	1.82	31
13.2	310.70	1634.87	1.83	41
15.6	311.04	1635.25	1.83	41
18.1	338.51	1665.75	1.84	54
20.9	354.73	1683.75	1.85	62
23.7	369.59	1700.25	1.85	71
26.8	401.74	1735.93	1.86	92
36.4	565.00	1917.15	1.92	274

5.3.2. Inclínómetros.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de las lecturas que se tuvo la oportunidad de monitorear durante el tiempo de prácticas a un inclinómetro que se instaló para el monitoreo de las deformaciones horizontales en el proceso de excavación-contención de una obra en la cual la empresa fue contratada, el sistema de contención utilizado fue por medio de pernos pasivos, en la **Figura 9**, se muestran las deformaciones horizontales en profundidad para los ejes A y B a lo largo de toda la profundidad del instrumento en cada fecha. Así mismo en la **Figura 10** se presenta el estado de excavación para la fecha de la última lectura (04 de junio de 2024), junto con el perfil de suelos correspondiente. En la **Figura 11** se muestra la gráfica de la deformación superficial vs el tiempo.

Figura 9

Deformaciones horizontales en el eje A, eje B, estado de excavación y perfil del suelo para un inclinómetro.

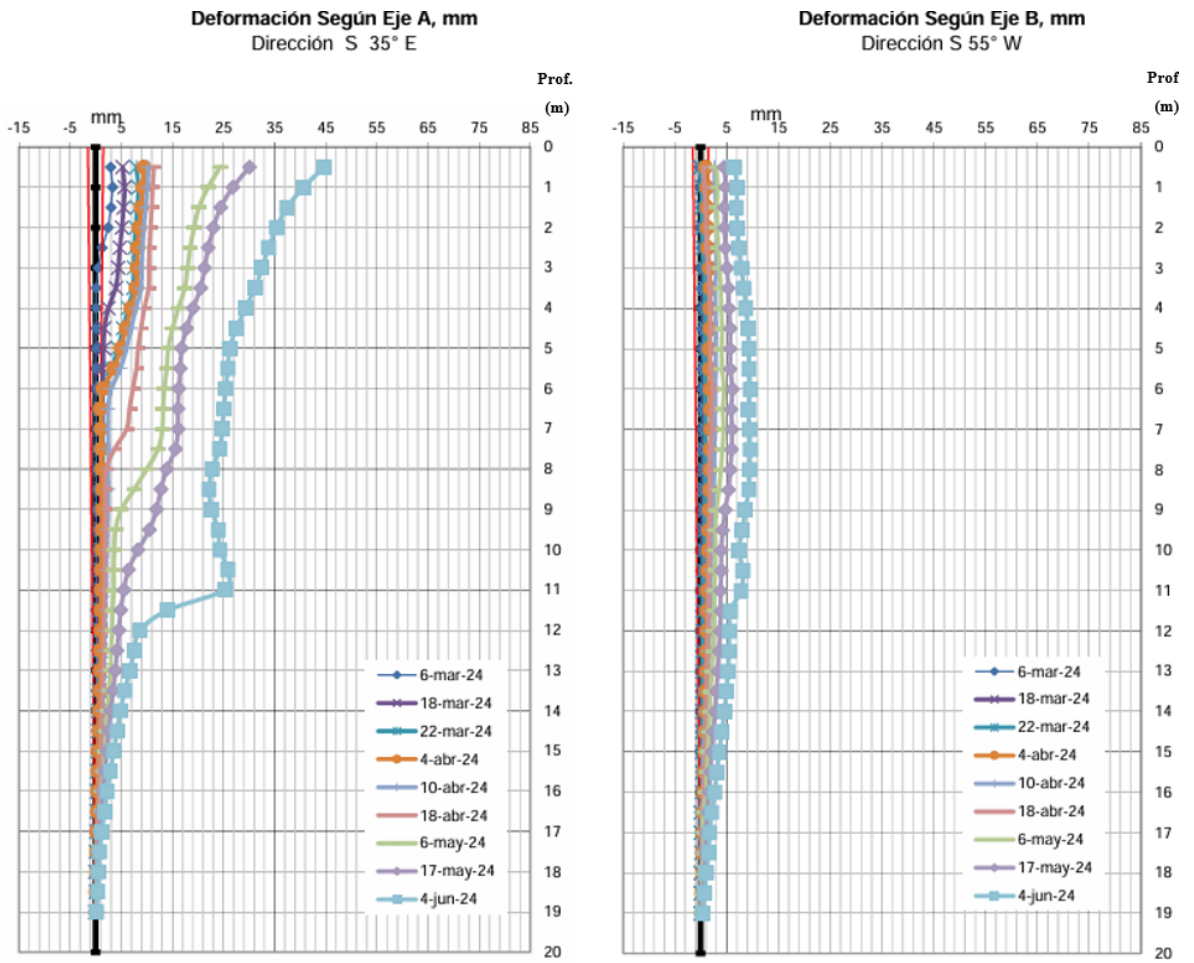


Figura 10.

Estado de excavación para la fecha de la última lectura (04 de junio de 2024), junto con el perfil de suelos.

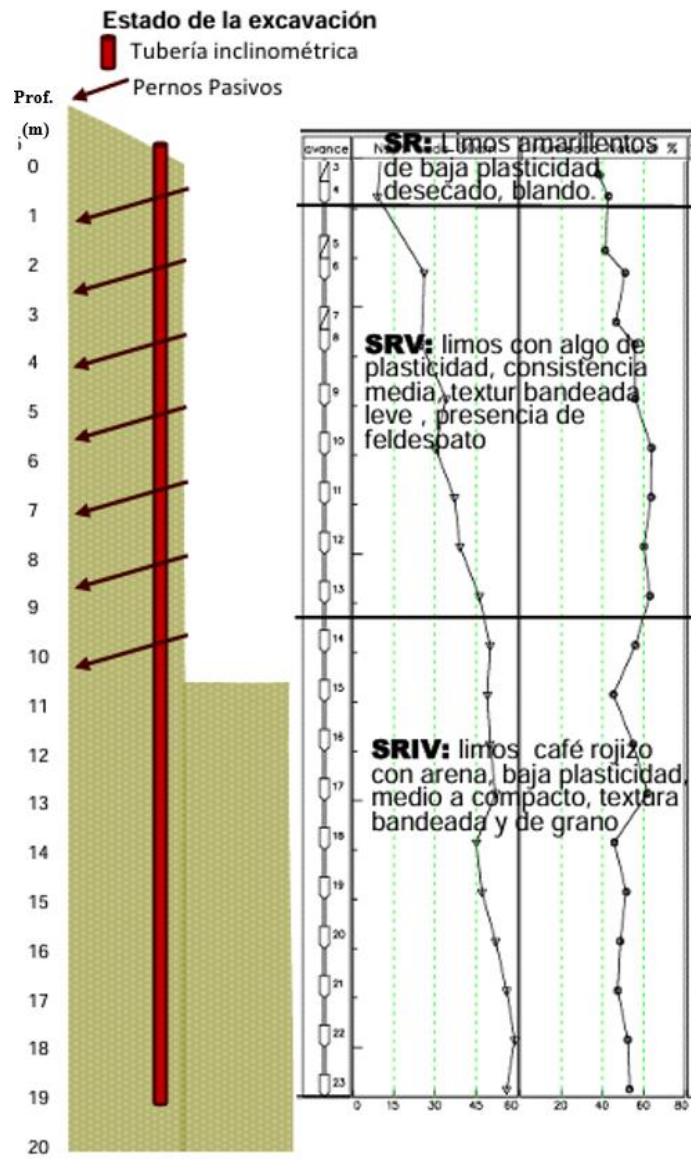


Figura 11

Gráfica Deformación superficial vs tiempo para un inclinómetro.



A continuación, se detallan los análisis de los resultados en cada lectura, así como el estado de excavación.

- **26 de febrero de 2024:** se realiza la lectura base o inicial del inclinómetro.
- **06 de marzo de 2024:** Este instrumento registra a la fecha una deformación acumulada en la superficie del terreno de 3 mm. En el eje A0 presenta deformaciones máximas de 3.3 mm a 1 m de profundidad, y en el eje B0 presenta una deformación máxima de -0.3 mm en la superficie del terreno. En términos prácticos no se registran deformaciones significativas respecto a la lectura inicial.
- **18 de marzo de 2024:** Este instrumento registra a la fecha una deformación acumulada en la superficie del terreno de 5.3 mm, con un aumento de 2.3 mm respecto a la lectura anterior. En el eje A0 presenta deformaciones máximas de 5.7 mm a 1 m de profundidad, y en el eje B0 presenta una deformación máxima de 1 mm a 3.5 mm de profundidad. Este instrumento registra un leve aumento de las deformaciones desde los 4 m de profundidad, con una leve desaceleración de las deformaciones más superficiales.
- **22 de marzo de 2024:** Este instrumento registra a la fecha una deformación acumulada en la superficie del terreno de 8.0 mm, con un aumento de 2.7 mm respecto a la lectura anterior. En el eje A0 presenta deformaciones máximas de 8.4 mm a 1 m de profundidad,

y en el eje B0 presenta una deformación máxima de 1 mm a 7 m de profundidad. Este instrumento registra un leve aumento de las deformaciones desde los 6 m de profundidad aproximadamente, en coincidencia con la excavación de la tercera línea de pernos aproximadamente.

- **4 de abril de 2024:** Este instrumento registra a la fecha una deformación acumulada en la superficie del terreno de 9.5 mm, sin cambios significativos respecto a la lectura anterior. En el eje A0 presenta deformaciones máximas de 9.5 mm a nivel superficial, y en el eje B0 presenta una deformación máxima de 2 mm a 7 m de profundidad. Este instrumento registra una leve desaceleración de las deformaciones horizontales acumuladas.
- **10 de abril de 2024:** Este instrumento registra a la fecha una deformación acumulada en la superficie del terreno de 10.6 mm, sin cambios significativos respecto a la lectura anterior. En el eje A0 presenta deformaciones máximas de 10.3 mm a nivel superficial, y en el eje B0 presenta una deformación máxima de 3.1 mm a 3.5 m de profundidad. Este instrumento registra una velocidad casi constante de las deformaciones respecto a la lectura anterior. Sin embargo, en términos prácticos no se registran aumentos significativos en las deformaciones.
- **18 de abril de 2024:** Este instrumento registra a la fecha una deformación acumulada en la superficie del terreno de 11.4 mm, sin cambios significativos respecto a la lectura anterior. En el eje A0 presenta deformaciones máximas de 11.4 mm a nivel superficial, y en el eje B0 presenta una deformación máxima de 2.3 mm a 6 m de profundidad. Este instrumento registra aumento de las deformaciones horizontales acumuladas desde los 8 m de profundidad hasta la superficie del terreno, en coincidencia aproximadamente con el nivel más bajo de excavación. Sin embargo, registra una velocidad casi constante de las deformaciones más superficiales.
- **06 de mayo de 2024:** Este instrumento registra a la fecha una deformación acumulada en la superficie del terreno de 24.5 mm, con un aumento de 13.1 mm respecto a la lectura anterior. En el eje A0 presenta deformaciones máximas de 24.3 mm a nivel superficial, y en el eje B0 presenta una deformación máxima de 4.5 mm a 6 m de profundidad. Este instrumento registra un aumento de las deformaciones horizontales acumuladas en el eje A0 desde los 9 m de profundidad hasta la superficie del terreno, en coincidencia aproximadamente con el nivel más bajo de excavación.

- **17 de mayo de 2024:** Este instrumento registra a la fecha una deformación acumulada en la superficie del terreno de 30.4 mm, con un aumento de 5.9 mm respecto a la lectura anterior. En el eje A0 presenta deformaciones máximas de 30.1 mm a nivel superficial, y en el eje B0 presenta una deformación máxima de 6.1 mm a 6 m de profundidad. En términos prácticos registra una aceleración casi constante respecto a la lectura anterior. Estos aumentos en las deformaciones se registran aproximadamente desde los 10 m de profundidad, en coincidencia aproximadamente con el nivel más bajo de la excavación.
- **04 de junio de 2024:** Este instrumento registra a la fecha una deformación acumulada en la superficie del terreno de 45.1 mm, con un aumento de 14.7 mm respecto a la lectura anterior. En el eje A0 presenta deformaciones máximas de 44.6 mm a nivel superficial, y en el eje B0 presenta una deformación máxima de 9.6 mm a 6 m de profundidad. Este instrumento registra una leve aceleración de las deformaciones horizontales acumuladas principalmente en el eje A0 desde los 12 m de profundidad hasta nivel superficial, en coincidencia con el nivel de excavación.

Durante este tiempo se pudo concluir que las deformaciones hasta la fecha a nivel superficial se encuentran por debajo de 45 mm, como se observa en la **Figura 9**, y han tenido una aceleración casi constante, como se observa en la **Figura 11**, mostrando aumentos cada vez que se continua con la faja siguiente, estando por debajo de las máximas permisibles por la NSR-10 para los tipos de estructuras de contención, con deformaciones inferiores al 3 y 4H/1000, siendo H la altura excavada y de las estimadas durante la modelación. Así mismo, no se observan zonas de cizalladura o de corte que indiquen movimiento súbito del terreno. Por lo que hasta el momento el sistema de contención ha trabajado de manera satisfactoria.

5.4. Resultados de correlaciones

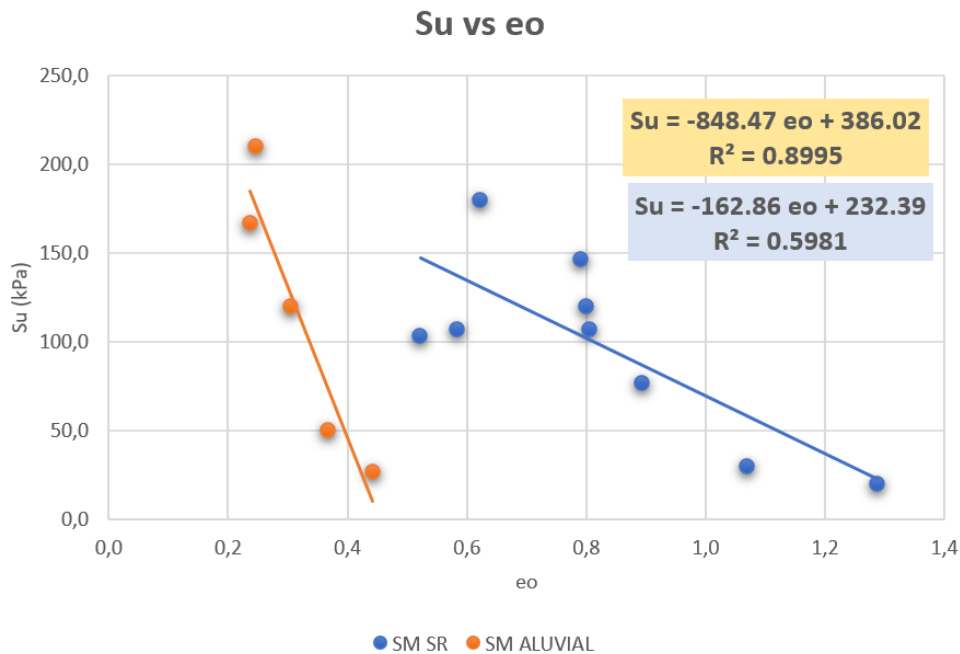
Con el fin de complementar los resultados obtenidos durante la práctica académica, se buscaron relaciones entre propiedades físicas y mecánicas del suelo, perteneciente al proyecto que se ha venido trabajando en las secciones anteriores.

5.4.1. Resistencia al corte no drenada vs relación de vacíos.

Se obtuvieron los valores de la resistencia al corte no drenada (S_u) a partir del número de golpes corregido por energía y se comparó con la relación de vacíos para las arenas limosas (SM) pertenecientes al estrato del depósito aluvial y el suelo residual, como se observa en la **Figura 12**.

Figura 12

Resistencia al corte no drenada vs relación de vacíos.



Los datos recolectados para el suelo aluvial están representados en color naranja, mientras que los datos para el suelo residual están en color azul. Para evaluar la intensidad de la relación entre las dos variables analizadas, se utiliza una escala de coeficiente de determinación R^2 en la que se consideran los siguientes rangos de valores de coeficientes: $|R^2| < 0.5$ = baja correlación, $0.5 < |R| < 0.75$ = moderada correlación, $0.75 < |R| < 1$ = alta correlación. Se ajustó una línea de tendencia lineal para ambos conjuntos de datos. En el caso del suelo aluvial, se obtuvo una alta correlación con un coeficiente de determinación del 90%. S_u varía entre 200 kPa y 20 kPa, y la

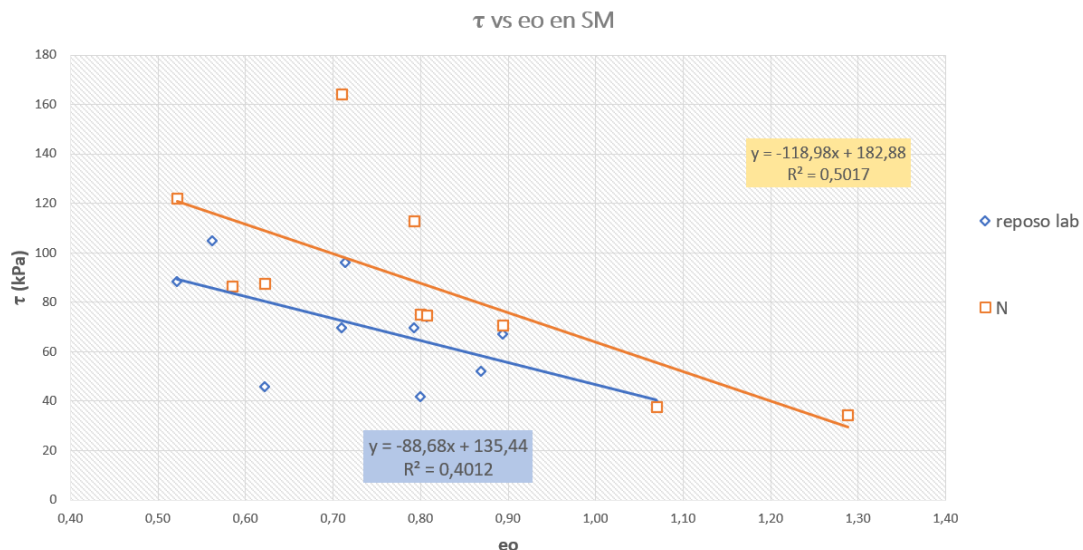
relación de vacíos varía entre 0.2 y 0.4 aproximadamente. Mientras que para el suelo residual se obtuvo una moderada correlación con un coeficiente de determinación del 60%, S_u con valores entre 150 kPa y 20 kPa, y una relación de vacíos entre 0.5 a 1 aproximadamente. Se concluye que la resistencia al corte no drenada aumenta con la disminución de la relación de vacíos. Para el caso del depósito aluvial, se nota que, al aumentar levemente la relación de vacíos, la resistencia al corte no drenada disminuye notablemente, como se observa en la **Figura 12**, esto puede deberse a que la presencia de gravas puede crear discontinuidades en el suelo, lo que puede afectar la uniformidad de la distribución de esfuerzos y la resistencia al corte no drenada.

Por otro lado, en el suelo residual, se observa que la pendiente de la línea de tendencia es mucho menor que en el aluvial, teniendo una disminución en la resistencia al corte no drenada mucho menor al aumentar la relación de vacíos, esto debido a que el suelo residual es mucho más uniforme en su composición.

5.4.2. Resistencia al corte vs relación de vacíos.

Se buscó la correlación que podría tener la resistencia al corte con la relación de vacíos, para ello se sacaron los datos de las muestras a las que se les hicieron clasificaciones pertenecientes al suelo residual y que clasificaron como arena limosa (SM), se extrajeron los datos obtenidos en dos casos, el primero donde la resistencia al corte es calculada a partir del ángulo de fricción interna y el segundo a partir del número de golpes, los resultados obtenidos se muestran en la **Figura 13**.

Figura 13
Resistencia al corte vs relación de vacíos



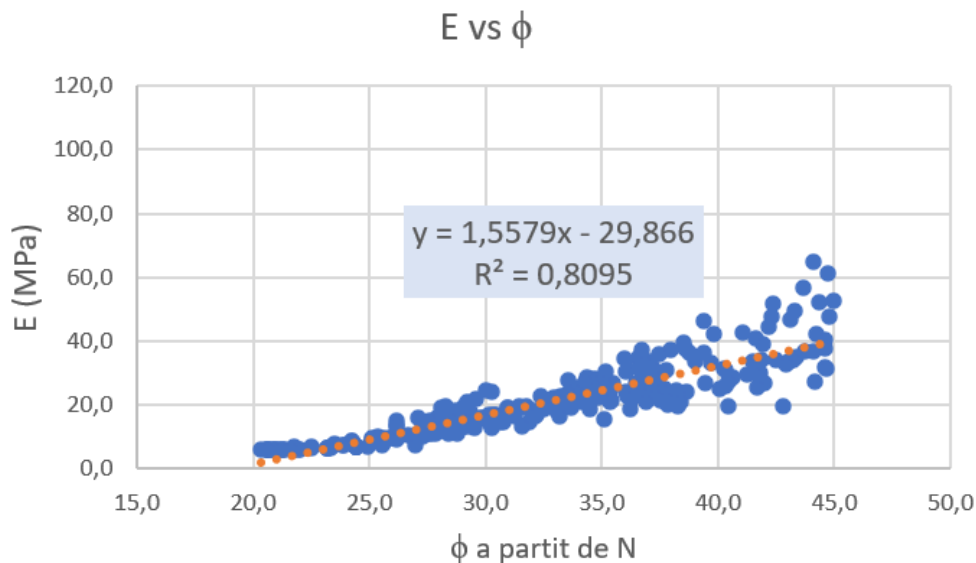
Como se observa el valor de la resistencia al corte varía entre 120 kPa y 40 kPa y la relación de vacíos entre 0.5 y 1, aproximadamente. La correlación obtenida para ambos casos es baja con coeficientes de determinación del 36% y el 40%, sin embargo, se observa una relación entre la resistencia al corte y la relación de vacíos: a medida que aumenta la relación de vacíos la resistencia al corte disminuye, esto sucede porque en suelo con una baja relación de vacíos, las partículas están más interconectadas y pueden transmitir esfuerzos cortantes de manera más efectiva. En contraste, en un suelo con alta relación de vacíos se reduce la fricción entre las partículas y disminuye la cohesión del suelo, lo que resulta en una resistencia al corte más baja.

5.4.3. *Módulo de elasticidad vs ángulo de fricción.*

Por otro lado, se buscó la correlación que tiene el módulo de elasticidad o módulo de Young del suelo con el ángulo de fricción interna de este como se observa en la **Figura 14**.

Figura 14

Módulo de elasticidad vs ángulo de fricción interna.



Para este caso se obtuvo una alta correlación con un coeficiente de determinación del 81%, como se puede observar en la **Figura 14**, el módulo de elasticidad aumenta con el ángulo de fricción interna del suelo, esto ocurre porque un suelo con un ángulo de fricción interna más alto

generalmente tiene más área de contacto, la cual tiende a ser más rígida y a tener mayor resistencia a las deformaciones elásticas, lo que se refleja en un módulo de elasticidad más alto.

Conclusiones

- Es fundamental realizar una caracterización exhaustiva y precisa de las propiedades del suelo antes de proceder con el diseño de cualquier proyecto constructivo. Esto permite que se tomen en cuenta todas las variables relevantes que puedan influir en la estabilidad y el comportamiento estructural de las obras, validando así su seguridad y durabilidad a lo largo del tiempo
- Los ensayos de laboratorio permiten determinar las propiedades mecánicas y físicas de los suelos, como la resistencia al corte, la permeabilidad, la densidad, entre otras. Estas propiedades son críticas para el diseño de cimentaciones, estructuras de contención, y para evaluar la estabilidad de taludes y excavaciones. Estos proporcionan una base sólida para la toma de decisiones en geotécnica.
- El ensayo de compresión confinada es útil para obtener una medida inicial de la resistencia al corte no drenada de muestras de suelo, pero es importante considerar sus limitaciones y la aplicabilidad específica del suelo bajo estudio antes de interpretar los resultados con fines de diseño geotécnico.
- El ensayo de corte directo es un método eficaz y ampliamente utilizado para determinar la resistencia al corte drenada de los suelos, proporcionando resultados útiles para el diseño geotécnico y la evaluación de la estabilidad de estructuras.
- La resistencia al corte no drenada aumenta con la disminución de la relación de vacíos. Esto se debe a que los suelos con menores relaciones de vacíos tienen una distribución más uniforme de las partículas que lo componen y por tanto más uniformidad de la distribución de esfuerzos.
- Al aumentar la relación de vacíos la resistencia al corte disminuye, esto sucede porque en suelo con una baja relación de vacíos, las partículas están más interconectadas y pueden transmitir esfuerzos cortantes de manera más efectiva. En contraste, en un suelo con alta relación de vacíos se reduce la fricción entre las partículas y disminuye la cohesión del suelo, lo que resulta en una resistencia al corte más baja.
- El ensayo de refracción sísmica proporciona una visión no invasiva del suelo, complementando los datos obtenidos en los sondeos de perforación y mejorando la

precisión en la determinación de los estratos del suelo establecidos durante la exploración geotécnica.

- Durante mi práctica académica, tuve la oportunidad de aplicar y consolidar los conocimientos que adquirí durante mi formación en la Universidad de Antioquia, especialmente en el campo de la geotecnia. Esta experiencia me permitió poner en práctica conceptos teóricos aprendidos en el aula y enfrentarme a situaciones reales relacionadas con el análisis y diseño de estructuras geotécnicas. Esta integración entre teoría y práctica enriqueció significativamente mi comprensión de los principios fundamentales de la geotecnia y su aplicación en el mundo real, preparándome mejor para futuros desafíos profesionales en este campo.

Referencias

- American Society for Testing and Materials. (2007). *ASTM D422-63 (Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils)*.
- American Society for Testing and Materials. (2018a). *ASTM D2488-17e1 (Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedures))*.
- American Society for Testing and Materials. (2018b). *ASTM D4318-17e1 (Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils)*.
- American Society for Testing and Materials. (2019). *ASTM D2216-19 (Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass)*.
- American Society for Testing and Materials. (2020). *ASTM D2435/D2435M-11 (Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading)*.
- American Society for Testing and Materials. (2023). *ASTM D854-23 (Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by the Water Displacement Method)*.
- American Society for Testing and Materials. (2023c). *ASTM D3080/D3080M-23 (Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions)*.
- American Society for Testing and Materials. (2024a). *ASTM D1556 (Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method)*.
- American Society for Testing and Materials. (2024b). *ASTM D2166 (Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil)*.
- Botía Díaz, W. Á. (2015). *Manual de procedimientos de ensayos de suelos y memoria de cálculo*. Universidad militar Nueva Granada.
- Camargo Vásquez, S., & Durán Vergara, J. S. (2018). *Evaluación de las propiedades mecánicas de suelos arcillosos de baja plasticidad mediante el uso del cemento para capa de rodadura en vías terciarias*. Universidad de Cartagena.
- Duque Escobar, G., & Escobar Potes, C. E. (2023). *Geomecánica*.
- Herrera Herbert, J., & Castilla Gómez, J. (2012). *Utilización de técnicas de sondeos en estudios geotécnicos*. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas y Energía. <https://doi.org/10.20868/UPM.book.10517>
- Juárez Badillo, E. (2005). *Mecánica de suelos*.

Suarez Diaz, J. (2009). *Deslizamientos. Análisis geotécnico* (Vol. 1).