



**UNIVERSIDAD
DE ANTIOQUIA**

**APOYO A ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA
VIECO INGENIERÍA DE SUELOS**

Autor
Daniel Ricardo Burbano Hoyos

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería, Escuela ambiental
Medellín, Colombia
2020



Apoyo a Estudios Geotécnicos para VIECO Ingeniería de Suelos

Daniel Ricardo Burbano Hoyos

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

Asesor interno:

Edwin Fabián García Aristizábal, Doctor en Ingeniería

Asesor externo:

Alejandro Velázquez Pérez, Magister en Geotecnia

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental.
Medellín, Colombia
2020.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer principalmente a Dios, a mis padres y hermanos por su apoyo incondicional durante mi formación académica en la Universidad de Antioquia. Además, quiero agradecer a mis amigos, en especial a Jacobo, Alejandro, Alejandra, Santiago y Marlon, con los cuales curse la mayoría de las materias en la universidad, también, a Yadira por todo el apoyo que me ha brindado en estos últimos semestres y el acompañamiento en este proceso de las practicas académicas.

Adicionalmente, quiero agradecer a los profesores que me orientaron durante mi formación académica en la Universidad de Antioquia, en especial a los profesores de la línea de geotecnia, Edwin Fabián García y Luis Villegas Negrette, porque gracias a ellos me orienté por esta rama.

También, a Alejandro Velásquez Pérez, Pedro Salvá, Bernardo Vieco y Luis Villegas Negrette, ingenieros la empresa VIECO Ingeniería de Suelos S.A.S, quienes me guiaron, acompañaron y me terminaron de formar durante el proceso de prácticas académicas.

CONTENIDO

1	Introducción.....	1
2	Objetivos	2
2.1	General	2
2.2	Específicos	2
3	Marco Teórico	2
3.1	Ensayos de Laboratorio	2
3.2	Ensayos de Campo	5
3.3	Instrumentación geotécnica.....	11
4	Metodología.....	13
5	Resultados y análisis	15
5.1	Descripción de muestras obtenidos en perforaciones.....	15
5.2	Resultados de Ensayos de Laboratorio.....	16
5.2.1	Clasificación Granulométrica.....	16
5.2.2	Límites de Atterberg.....	17
5.2.3	Compresión Inconfinada	18
5.2.4	Corte Directo	20
5.2.5	Consolidación o Edómetro	22
5.3	Resultados Ensayos de Campo.....	26
5.3.1	Línea de Refracción Sísmica.....	26
5.3.2	Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT).....	28
5.4	Resultados Instrumentación	30
5.4.1	Inclinómetro	30
6	Conclusiones	33
7	Referencias Bibliográficas	35

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1 - Penetrómetro de bolsillo. (Tenza Pongutá, 2016)	4
Figura 2 - Equipo usado para el ensayo de refracción sísmica (GEOSIL, 2020)	6
Figura 3 - Esquema ensayo Down Hole. (Sísmica de Suelos, 2020)	8
Figura 4 - Equipo Dilatómetro (Marchetti, Marchetti, & Villalobos, 2013).....	9
Figura 5 - Esquema del dispositivo PDC. (INVIAS, 2012)	10
Figura 6 - A. Tubería del inclinómetro. B. Equipo utilizado para mediciones (RST Instruments Ltd, 2019).....	11
Figura 7 - Esquemas, tipo de piezómetros (Suárez, 2009).....	12
Figura 8 - Resultados del ensayo de Clasificación SUCS.....	18
Figura 9 - Resultados ensayo Compresión Inconfinada.....	19
Figura 10 - Resultado del ensayo de Corte Directo	21
Figura 11 - Resultados ensayo de Consolidación.....	24
Figura 12 - Perfil 2D MASW	26
Figura 13 - De izquierda a derecha: Perfil 1D MASW, Perfil 1D MAM	26
Figura 14 - Perfil de suelo, MASW + MAM	28
Figura 15 - Resultados SDMT	29
Figura 16 - Resultaos DMT - Módulo de Corte	29
Figura 17 - Deformación superficial en el terreno.	31
Figura 18 - Resultados Lectura Inclinómetros.	32

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1 - Valores típicos del ángulo de fricción en condición drenada. (Suárez, 2009).....	22
Tabla 2 - Resultados primer ciclo: σ (kPa): esfuerzo aplicado, ht(cm):altura muestra, e:relación de vació, T50(seg):tiempo para el 50% de consolidación, Cv(cm ² /h):coeficiente de consolidación, D(kPa):módulo edométrico, K(cm/seg):permeabilidad.	23
Tabla 3 - Resultados segundo ciclo: σ (kPa): esfuerzo aplicado, ht(cm):altura muestra, e:relación de vació, T50(seg):tiempo para el 50% de consolidación, Cv(cm ² /h):coeficiente de consolidación, D(kPa):módulo edométrico, K(cm/seg):permeabilidad.	23

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1 - Muestras alteradas obtenidas a partir del ensayo SPT.	15
---	----

APOYO A ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA VIECO INGENIERÍA DE SUELOS.

Resumen

En el presente informe se hace una recopilación de los resultados obtenidos de los diferentes proyectos que se apoyaron durante la práctica académica, la cual fue realizada en la empresa VIECO Ingeniería de Suelos, dedicada a la consultoría geotécnica y al diseño de excavaciones, contenciones y cimentaciones.

Dicha participación estuvo enfocada en: (i) la descripción de los materiales encontrados en las perforaciones, apiques o pilas de muestreo, (ii) en la definición y supervisión de ensayos de laboratorio, (iii) en la ejecución de ensayos de campo (SDMT, Cono dinámico para pavimentos, MASW y MAM), (iv) apoyo en el diseño geotécnico, y (v) y en el control de instrumentación en obra.

Todas las actividades desarrolladas iban orientadas a las particularidades de cada sitio en estudio y a las características de cada proyecto, pues la geotécnica, al fin y al cabo, debe vincular en condiciones óptimas de servicio y seguridad la estructura con su entorno. Siguiendo esta premisa, cada proceso y cada ensayo fue realiza de acuerdo con sus respectivas normas, siguiendo la literatura nacional e internacional y con el acompañamiento de ingenieros especialistas en el tema.

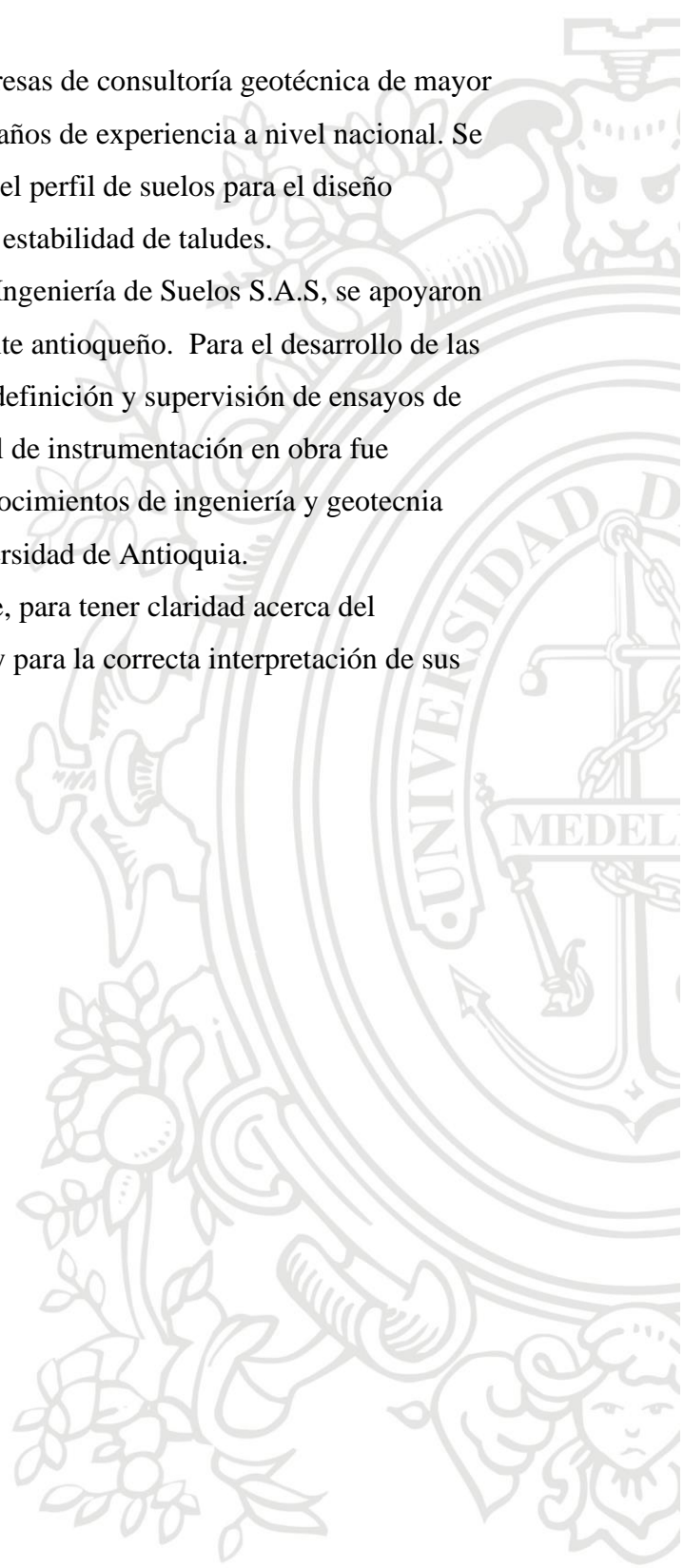
Por otra parte, los diferentes proyectos que se describen en este documento muestran los alcances de la práctica profesional, en la cual se logró aplicar los conocimientos de geotécnica vistos en el proceso de formación académica profesional.

1 Introducción

Vieco Ingeniería de Suelos S.A.S es una de las empresas de consultoría geotécnica de mayor tradición en el Valle de Aburrá. Cuenta con más de 25 años de experiencia a nivel nacional. Se enfoca en la exploración y caracterización geotécnica del perfil de suelos para el diseño geotécnico de cimentaciones, sistemas de contención y estabilidad de taludes.

Durante la práctica académica en la empresa Vieco Ingeniería de Suelos S.A.S, se apoyaron diferentes proyectos en el Valle de Aburrá y en el oriente antioqueño. Para el desarrollo de las diferentes tareas designadas: descripción de muestras, definición y supervisión de ensayos de laboratorio, ejecución de ensayos de campo y el control de instrumentación en obra fue fundamental una retroalimentación continua de los conocimientos de ingeniería y geotecnia adquiridos durante la formación académica en la Universidad de Antioquia.

Esta retroalimentación fue especialmente importante, para tener claridad acerca del procedimiento de los ensayos de campo y laboratorio, y para la correcta interpretación de sus resultados.



2 Objetivos

2.1 General

Apoyo desde el punto de vista geotécnico a los proyectos de consultoría de la empresa Vieco Ingeniería de Suelos S.A.S.

2.2 Específicos

- Identificar el origen geológico de las muestras obtenidas en la exploración geotécnica y describir sus características físicas.
- Definir la ejecución de ensayos de laboratorio para la caracterización básica y avanzada de los materiales del perfil de suelos identificado.
- Procesar e interpretar los ensayos de laboratorio orientados a la caracterización geomecánica del suelo.
- Llevar a cabo ensayos de campo: líneas de refracción sísmica, down hole, dilatómetro plano de Marchetti y penetración dinámica de cono.
- Acompañar las labores de procesamiento de datos y elaboración de informes geotécnicos.
- Hacer mediciones de inclinómetros y piezómetros de proyectos en construcción.

3 Marco Teórico

3.1 Ensayos de Laboratorio

Descripción visual del suelo: consiste en realizar una inspección visual, táctil y olfativa, con el fin de identificar el origen del suelo encontrado y realizar la descripción de las muestras encontradas. Dicha descripción consiste en identificar si el material que compone el suelo es grava, arena fina o gruesa, limo o arcilla, y otras características como: contenido de materia orgánica, color, olor, humedad, forma de las partículas, consistencia, dureza, plasticidad, estructura y cementación (INVIAS, 2012). El procedimiento de este ensayo se encuentra en ASTM D 2488.

Clasificación Granulométrica: se denomina granulometría a la gradación de suelo, que tiene la finalidad de determinar la proporción de sus partículas en función de su tamaño. El análisis granulométrico comprende dos ensayos: el primero es por tamizado, que es un proceso mecánico

por el cual se separan las partículas según su tamaño, este ensayo se realiza para las partículas con diámetro superior a 0.075 mm (gravas – arenas) y el segundo por sedimentación, que se realiza para partículas finas (limos y arcillas), además, este se puede realizar por dos procedimientos, el método del hidrómetro y el método de la pipeta (Duque Escobar & Escobar Potes, 2016). La norma que rige este ensayo es ASTM D 422.

Índices de consistencia: los límites de Atterberg son utilizados para caracterizar el comportamiento y consistencia de los suelos finos. Estos límites están directamente relacionados con el contenido de agua que del material y su capacidad de absorberla. Los límites definidos por Atterberg son límite líquido, límite plástico y límite de retracción. Mediante correlaciones se puede estimar: la capacidad portante, los módulos y coeficientes de la consolidación, el potencial de compactación del suelo, la magnitud de asentamientos, e incluso el comportamiento de rellenos y terraplenes (Duque Escobar & Escobar Potes, 2016).

Límite líquido: es cuando el suelo pasa del estado plástico al líquido, y se define como el contenido de humedad del suelo cuando pasa a un estado líquido y su comportamiento es de un fluido viscoso y fluye bajo su propio peso. Para la determinación de este ensayo se utiliza la cuchara de Casagrande (Duque Escobar & Escobar Potes, 2016). La norma que rige este ensayo es ASTM D 4318.

Límite plástico: es cuando el suelo pasa del estado semisólido al plástico, y se define como el menor contenido de humedad para el cual el suelo se deja moldear, esto se determina cuando se pueden formar rollitos de 1/8” sobre una superficie lisa, plana y no absorbente (Duque Escobar & Escobar Potes, 2016). La norma que rige este ensayo es ASTM D 4318.

Límite de retracción: es cuando el suelo pasa del estado sólido al semisólido, y se define como el contenido de humedad para el cual el suelo sometido a una pérdida de humedad no presenta cambios significativos en el volumen. (Duque Escobar & Escobar Potes, 2016). La norma que rige este ensayo es ASTM D 4318.

Densidad aparente: es la relación entre el peso por unidad de volumen incluyendo sus vacíos. La densidad aparente de un suelo da indicios de la firmeza de un suelo y es inversamente proporcional a la porosidad, es decir, a menor densidad aparente, mayor porosidad. Adicionalmente, la densidad aparente es afectada por factores como: la materia orgánica, la consolidación y la profundidad (Crespo Villalaz, 2004). El procedimiento de este ensayo se encuentra en ASTM C127-04.

Contenido de Humedad: es el porcentaje de agua que se encuentra en el suelo respecto al peso de los sólidos (Duque Escobar & Escobar Potes, 2016). El procedimiento de este ensayo se encuentra en ASTM C566-97

Gravedad Específica: es la relación entre el peso unitario de las partículas minerales del suelo y el peso unitario del agua (Duque Escobar & Escobar Potes, 2016). El procedimiento de este ensayo se encuentra en ASTM C127-04.

Penetrómetro Manual: el penetrómetro manual o de bolsillo, se utiliza para determinar la resistencia a la penetración de las capas superiores del suelo. Dicha resistencia se puede determinar en campo o en laboratorio. El penetrómetro consiste en una punta de penetración, una escala de medición (kg/cm^2), un anillo deslizante y un resorte como se muestra en la Figura 1. Para la realización de este ensayo, solo es necesario penetrar la punta en el suelo y cuando esta se encuentre con la resistencia del suelo, el anillo se desliza y sobrepone la escala y el valor leído es la resistencia a la penetración (Tenza Pongutá, 2016).

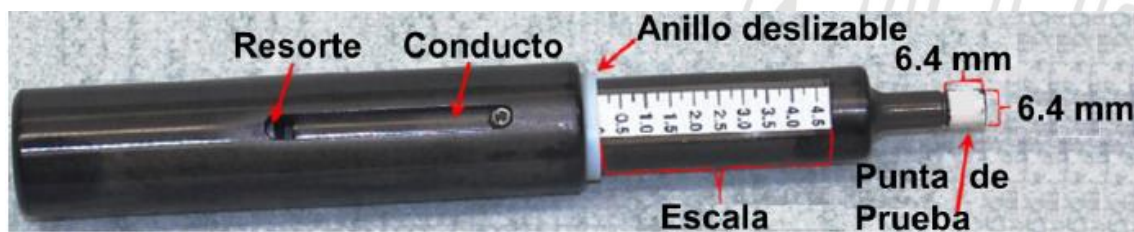


Figura 1 - Penetrómetro de bolsillo. (Tenza Pongutá, 2016)

Compresión Inconfinada: este ensayo se realiza únicamente para suelos cohesivos o cementados, ya que un suelo grueso granular es carente de cohesión y no puede formar un cilindro sin confinamiento lateral. La compresión simple se realiza con el fin de determinar la resistencia al corte no drenada de los suelos finos, donde el valor pico será el esfuerzo principal de falla y el valor de los otros esfuerzos principales serán cero (0), ya que la muestra no está confinada. La compresión inconfinada es un caso especial del ensayo triaxial, ya que consiste solamente en la aplicación de una carga axial, además, se asume que no hay expulsión de agua intersticial. Para la realización de este ensayo se necesita una muestra de suelo inalterada (Bernal López, Guevara Acosta, Melo Vega, Ospina Castellanos, & Rueda Garcia, 2015). El procedimiento detallado de la realización del ensayo se encuentra en ASTM D 2166-91.

Consolidación: este ensayo se puede realizar en muestras remoldeadas o inalteradas. Consiste en la reducción del volumen del suelo por el cambio de altura que se genera a causa del

drenaje de agua, este cambio de altura se debe al aumento de cargas axiales cuando la muestra esta radialmente restringida. El agua sale de la muestra ya que está sometida a una presión y el anillo se dispone entre dos piedras porosas que permiten el drenaje del agua por ambas caras. La carga se aplica de forma axial después de saturar la muestra, los incrementos de carga son controlados y la aplicación de esta se hace por medio de un brazo de palanca, además, la ejecución de este ensayo se puede realizar por el método A, que consiste en el incremento constante de cargas cada 24 horas, donde las lecturas de tiempo-deformación, se realizan para cada incremento de carga o el método B, donde las lecturas de tiempo-deformación se realizan hasta alcanzar la consolidación secundaria para todos los incrementos de carga. (INVIAS, 2012).

Este ensayo permite estimar el tiempo en el que se producirá la consolidación, también, permite calcular la magnitud del asentamiento que se producirá debido al drenaje del suelo según el incremento de esfuerzo al que está sometido (Duque Escobar & Escobar Potes, 2016). El procedimiento detallado de este ensayo se encuentra en ASTM D 2435-80.

Corte Directo en condición Consolidado - Drenado: la finalidad de este ensayo es determinar la resistencia al corte de un suelo. La muestra para ensayar será inalterada y se debe situar dentro de una caja dividida horizontalmente en dos mitades, a su vez, estará entre dos piedras porosas en ambos extremos. Antes de fallar la muestra a corte directo, esta es sometida a una etapa previa de consolidación, en la cual se somete a determinada carga axial (o un esfuerzo vertical determinado). En la etapa de corte se aplica una carga horizontal, la cual busca la falla por cortante de la muestra en un plano predeterminado. Este ensayo se debe realizar en mínimo tres muestras, donde, cada una estará sometida a esfuerzos verticales diferentes, dichos esfuerzos simularan situaciones que existen o existirán en el terreno (Duque Escobar & Escobar Potes, 2016). El procedimiento de este ensayo se encuentra en ASTM D3080-90.

3.2 Ensayos de Campo

Línea de refracción sísmica (MASW) (Multichannel Analysis of Surface Wave): es uno de los métodos de la geofísica aplicada, en este ensayo se mide el tiempo de la propagación de las ondas elásticas, transcurrido desde la generación de la onda hasta que esta se refracta en cada estrato del suelo y es registrado por los geófonos en superficie. Para este ensayo se dispone de una serie de geófonos con los cuales se pueden realizar diferentes tipos de arreglo, entre los cuales se encuentran: arreglo tipo “L”, triangular y en línea recta, siendo este último el más

común, cada geófono se ubica a una distancia conocida, a su vez, estos se conectan a un cable comunicador. Posteriormente, con la ayuda de un martillo y una plaqueta de reacción, se generan perturbaciones u ondas en el suelo, que finalmente serán detectadas por los geófonos. La información percibida por cada sensor es transmitida a una unidad de adquisición de datos, llamada sismógrafo, los movimientos transmitidos son analizado en la refracción sísmica para obtener el tiempo de llegada de las ondas de compresión (P) y de corte (S), además, por medio de inversiones de ondas, se podrá estimar las velocidades de onda de compresión (V_p) y de corte (V_s) (Subramaniam, et al., 2019). En la Figura 2 se observa el equipo empleado.



Figura 2 - Equipo usado para el ensayo de refracción sísmica (GEOSIL, 2020)

Línea de refracción sísmica (MAM) (Microtremor Array Measurements): este método pasivo consiste en captar las vibraciones que son producidas por el ambiente por medio de un equipo y arreglo geométrico similar al descrito anteriormente, y mediante análisis de dispersión se puede determinar el perfil de velocidad de ondas de corte a una mayor profundidad que el método MASW (Subramaniam, et al., 2019).

Por lo anterior, la combinación de ambos métodos (MASW + MAM) permite obtener perfiles de velocidad de ondas V_s , que pueden alcanzar desde 20 hasta 50 m de profundidad, según la longitud del arreglo, la magnitud de la perturbación y la rigidez del perfil de suelos. También, se

determinan espesores, contactos de los estratos y continuidad de estos basándose en las velocidades de ondas de corte V_s (Subramaniam, et al., 2019).

Adicionalmente, con el promedio ponderado de los 30 m superiores de velocidad de onda V_s , se puede clasificar el perfil de suelos según el título A de la NSR-10 (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010).

El procedimiento detallado de la realización de este ensayo se puede consultar en ASTM D5777 – 18.

Ensayo de Penetración Estándar (SPT): es uno de los ensayos más utilizados en la rama de la geotecnia por su sencillez, economía y rapidez.

Este ensayo consiste en hincar un muestreador de tubo partido, por medio de un martillo que se deja caer libremente desde una altura de 0.76 m, de esta manera el muestreador intermitente o continuo puede obtener muestras alteradas o inalteradas (tipo Shelby), generalmente, la penetración se desarrolla en intervalos de 1.5 m o cuando se detectan cambios de estratos. El muestreador se hinca al menos 0.45m en tres series, donde en cada una se avanza 0.15 m y se apunta el número de golpes requeridos para cada avance, además, se considera que la primera serie corresponde al acomodo del muestreador, por lo tanto, sólo se considera la suma de la segunda y tercera serie y a este número de golpes se le llama resistencia a la penetración normal o valor N. Finalmente, se extrae el muestreador, se abre y se registra el porcentaje de recuperación o la longitud de la muestra recuperada, adicionalmente, se describe la muestra de suelo extraída y se coloca en un recipiente el cual se debe sellar, con el fin de evitar la pérdida de la humedad. (INVIAS, 2012).

El procedimiento detallado de la realización de este ensayo se puede consultar en ASTM D1586 / D1586M.

Down-Hole: este ensayo es un método directo de medición de la velocidad de ondas de corte mediante pruebas de baja deformación sísmicas, dado que permite identificar los tiempos de llegada de la onda de corte que es producida en superficie. Para la ejecución de este ensayo se tiene que realizar previamente una perforación en el suelo, donde se introduce un geófono triaxial, el cual es capaz de medir el tiempo de llegada de las ondas de compresión (P) y de corte (S), estas ondas son producidas en superficie por una fuente sísmica, que consta de una placa que es golpeada por un martillo (Kearey & Brooks, 2002). En la Figura 3 se muestra un esquema del ensayo.

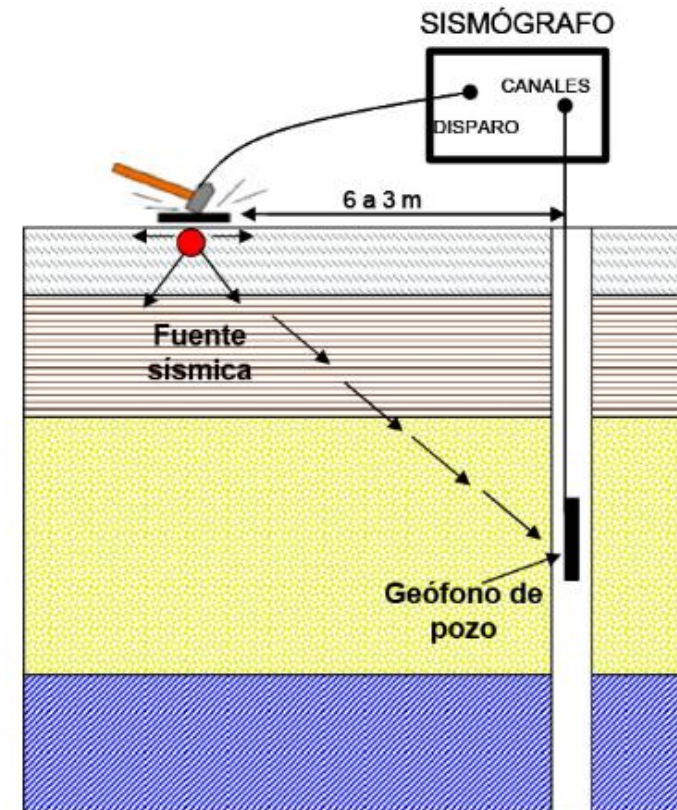


Figura 3 - Esquema ensayo Down Hole. (Sísmica de Suelos, 2020)

En el momento del disparo, el geófono percibe el tiempo de arribo de la onda y la transmite al sismógrafo, donde se puede determinar la velocidad con la que se propaga la onda, en función de la separación entre la fuente sísmica y el geófono, y el tiempo de arribo de la onda.

Generalmente, las mediciones se hacen cada metro, desde la superficie hasta la máxima profundidad alcanzada en la perforación. Basándose en velocidad de corte (V_s), es posible determinar el Módulo de Young (E), Módulo de Corte (G) y la Relación de Poisson (ν) (Kearey & Brooks, 2002).

El procedimiento detallado de la realización de este ensayo se puede consultar en ASTM D 7400 – 08.

Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT): el DMT da información acerca de la rigidez y de la historia de esfuerzos del suelo. El equipo empleado para este ensayo se puede observar en la Figura 4.



Figura 4 - Equipo Dilatómetro (Marchetti, Marchetti, & Villalobos, 2013)

El equipo consta de una pala de acero, que contiene una membrana delgada de acero en una de sus caras, a su vez, la pala está conectada a una manguera electroneumática, por la cual viaja nitrógeno y hace que la membrana se expanda. La pala se introduce de forma vertical en el terreno mediante equipos de perforación convencionales y su avance se desarrolla en tramos de 20 cm. En cada tramo se toma lectura de dos presiones “A” y “B”, las cuales son inducidas y controladas por la maleta con manómetros que se observa en la Figura 4. “A” es la presión necesaria para empezar a desplazar el suelo y “B” la presión para desplazar 1.1 mm la membrana contra el suelo. Adicionalmente, se puede tomar una presión de cierre “C”, que se obtiene al desinflar lentamente la membrana luego de tener la presión “B”, por último, se desinfla la membrana y se repite los pasos anteriores en cada uno de los tramos de estudio (cada 20 cm). Las lecturas del DMT se convierten en el índice del material I_D , índice de tensión horizontal K_D , (donde $K_D \approx 2$ es equivalente a un suelo normalmente consolidados NC, es decir, $OCR = 1$ y $K_D > 2$ indica preconsolidación) y el módulo del dilatómetro E_D (Marchetti, Marchetti, & Villalobos, 2013).

Adicionalmente, al DMT se le puede incorporar una probeta con sensores sísmicos denominando el ensayo SDMT. Estos sensores están separados 0.5 m entre sí y permiten la

medición de la velocidad de ondas de corte. El ensayo del DMT o SDMT resulta muy adecuado para arenas, limos y arcillas, cuyas partículas son pequeñas comparadas con el diámetro de la membrana (Marchetti, Marchetti, & Villalobos, 2013).

El procedimiento detallado de la realización de este ensayo se puede consultar en ASTM D6635

Penetración Dinámica de Cono (PDC): Este ensayo fue diseñado para evaluar la resistencia in-situ del suelos inalterados o compactados. El PDC mide la penetración por golpes a través del suelo, hasta 1 m de profundidad. La penetración está en función de la resistencia al corte in-situ del suelo y por medio de una correlación es posible estimar un valor de CBR en campo para el diseño de pavimentos (INVIAS, 2012). En la Figura 5 se observa el esquema del equipo utilizado para el ensayo.

El procedimiento detallado de la realización de este ensayo se puede consultar en ASTM D6951 / D6951M - 18

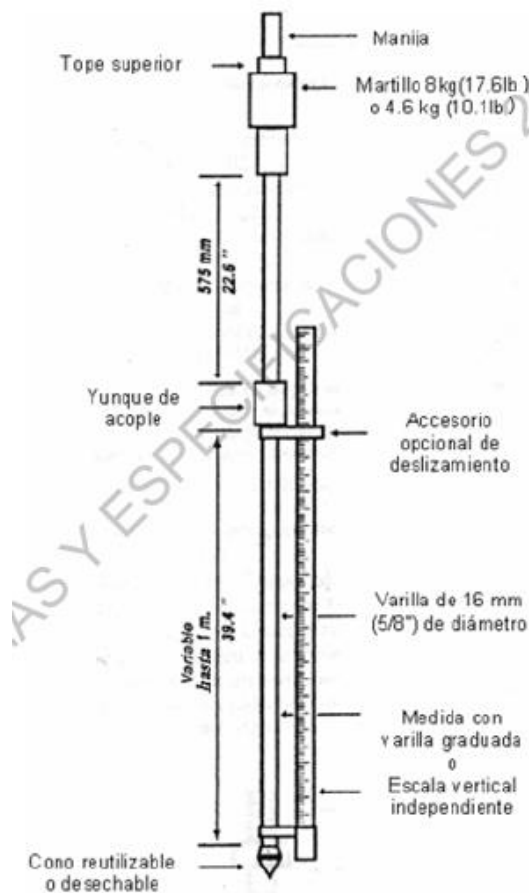


Figura 5 - Esquema del dispositivo PDC. (INVIAS, 2012)

3.3 Instrumentación geotécnica

Inclinómetro: es un instrumento utilizado para medir deformaciones laterales bajo el nivel de la superficie. La instalación de la tubería, generalmente se hace en perforaciones que han sido previamente muestreadas, esto ayuda a identificar si el desplazamiento se produce en una zona de contacto de diferentes materiales o donde se encuentra el suelo con menor resistencia. La tubería tiene dos ejes que se conocen como “A+” y “B+”, los cuales forman un ángulo de 90° y, sus ejes opuestos se conocen como “A-” y “B-” respectivamente, como se muestra en Figura 6. El eje A+ apunta en dirección que se prevé el movimiento (Suárez, 2009).

La toma de datos se hace mediante un sensor que se introduce en la tubería y está conectado a un cable de comunicación inalámbrica (como se puede apreciar en la Figura 6). Las lecturas de los ejes “A” y “B” se hacen mediante un computador cada 0.5 m desde el fondo de la tubería instalada hasta la superficie del terreno. De esta manera se puede determinar la profundidad de falla, la dirección y la magnitud de los desplazamientos (Suárez, 2009).

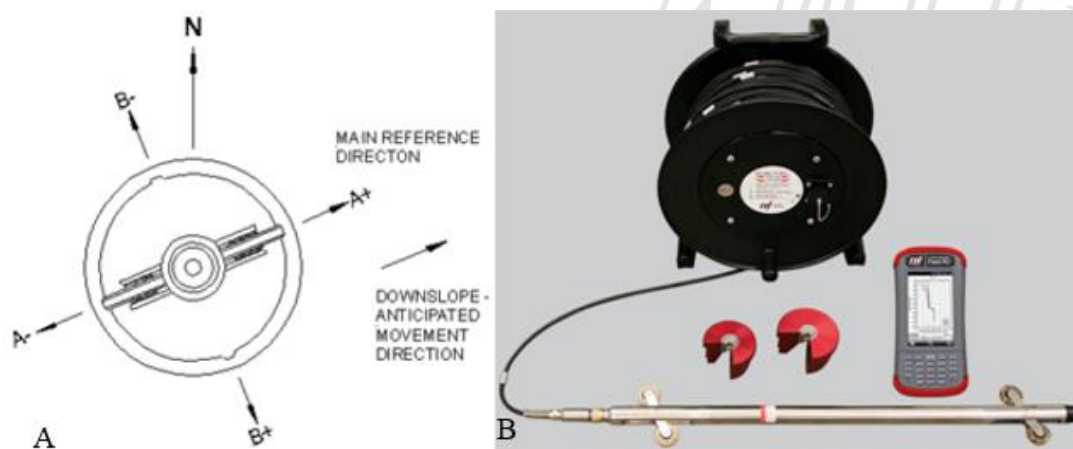


Figura 6 - A. Tubería del inclinómetro. B. Equipo utilizado para mediciones (RST Instruments Ltd, 2019)

Piezómetro: es utilizado para medir el nivel del agua subterránea en perforaciones, terraplenes y excavaciones, permitiendo monitorear las variaciones del nivel freático. Hay diferentes piezómetros, los cuales pueden ser de tubo abierto, neumáticos o de cable vibratorio (Suárez, 2009). En la Figura 7 se pueden apreciar dos tipos de piezómetros.

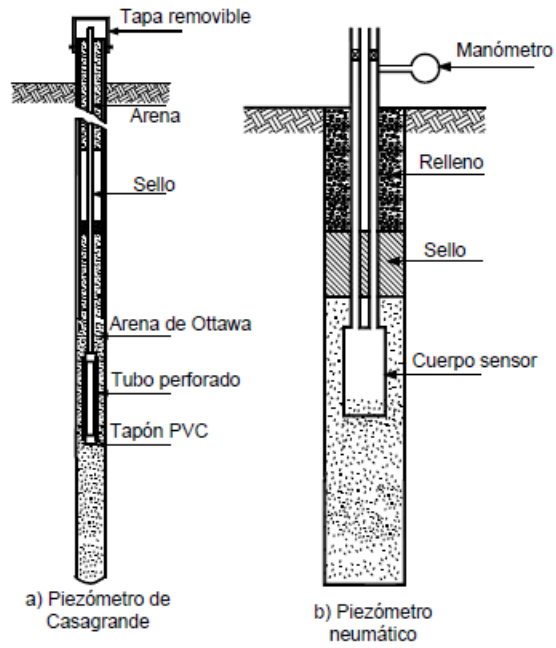
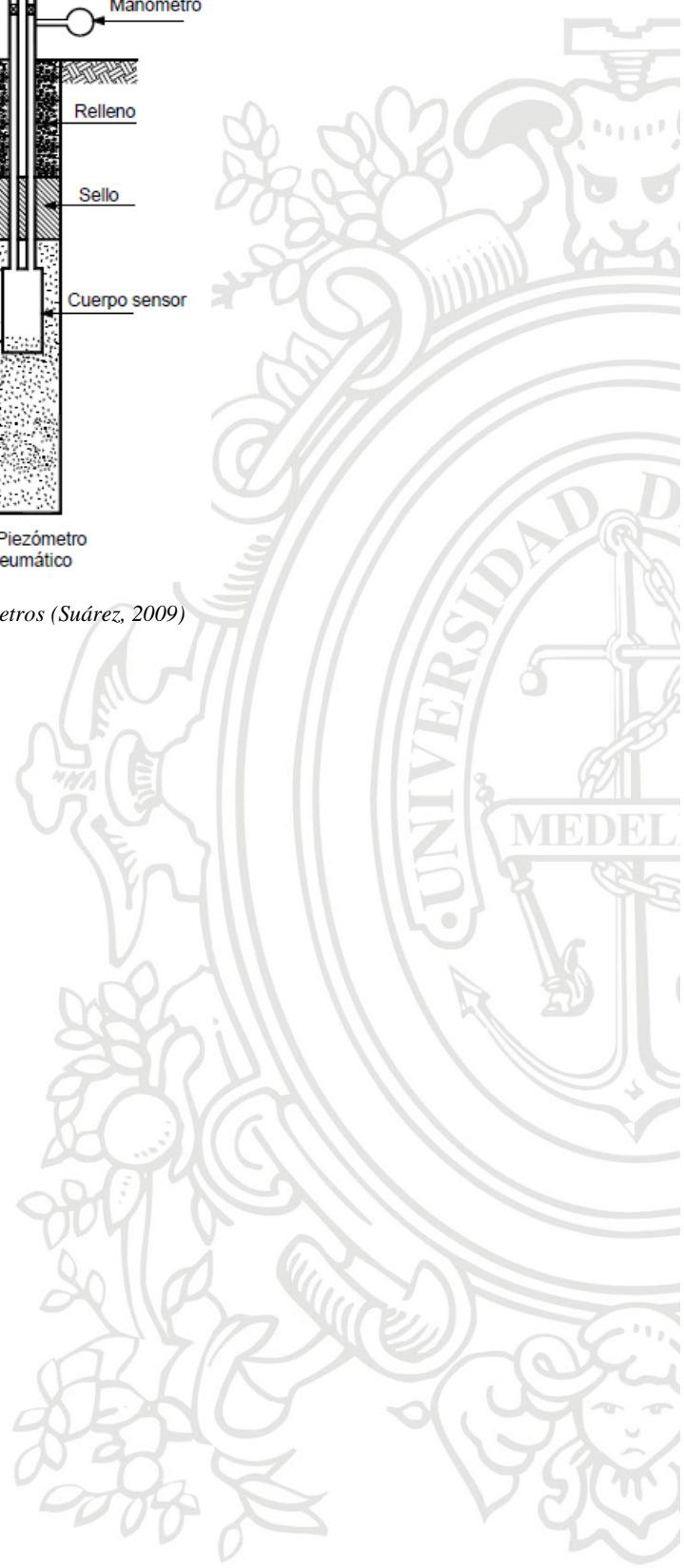


Figura 7 - Esquemas, tipo de piezómetros (Suárez, 2009)



4 Metodología

En general, la metodología aplicada durante la práctica se presenta a continuación en el siguiente paso a paso:

- Comprensión del lote y del proyecto a desarrollar en el sitio, de los mínimos técnicos y legales para cumplir con NSR-10, y consulta de base de datos para estimar condiciones geotécnicas del terreno.
- Localización de los sondeos en campo según la morfología, las características del proyecto y el perfil del subsuelo esperado (este último estimado a partir de la base de datos de la empresa).
- Realización de ensayos de campo. Por lo general todos los proyectos cuentan con perforaciones con recuperación de muestra, ensayo SPT y ensayos de geofísica tipo MASW + MAM. En algunos proyectos y donde el perfil de suelos lo permitía se complementa la exploración de campo con DMT, SDMT, DownHole, CrossHole, Presurímetros, Ensayos de Permeabilidad, entre otros.
- Revisión del informe *MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DETALLADA DE LOS MUNICIPIOS DE BARBOSA, GIRARDOTA, COPACABANA, SABANETA, LA ESTRELLA, CALDAS Y ENVIGADO* (Área Metropolitana del Valle de Aburrá, 2007) para determinar la geología del sitio y el origen de los materiales. Posteriormente visualización y descripción de las muestras recuperadas, con el fin de realizar la reconstrucción del perfil de suelos.
- Con base en las muestras obtenidas en el ensayo SPT, se definen los ensayos de laboratorio. A todas las muestras se le toma contenido de humedad, a las muestras alteradas se les realizaba ensayos de clasificación granulométrica, de plasticidad y de gravedad específica, y a las muestras inalteradas tipo Shelby se les determina el peso unitario, además, se seleccionan para ensayos mecánicos: compresión confinada, corte directo, consolidación y triaxial según sean las características de cada proyecto.
- Reconstrucción del perfil de suelos con base en los resultados de los ensayos de campo y laboratorio, con el fin de definir los parámetros mecánicos que rigen las diferentes capas o estratos que componen el perfil de suelos.

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



5 Resultados y análisis

Durante el periodo de la practica académica, se participó aproximadamente en 15 proyectos, los cuales estaban ubicados en el Área Metropolitana del Valle de Aburrá y en el oriente antioqueño; estos proyectos consistían principalmente en edificaciones residenciales, de diferentes niveles en altura y con excavaciones en profundidad para sótanos. La empresa se encargó del estudio de suelos para el diseño geotécnico de cimentaciones, estabilidad de taludes y estructuras de contención.

A continuación, se aprecian algunos resultados de los ensayos de laboratorio y de campo de los proyectos en los cuales se participó durante la practica académica:

5.1 Descripción de muestras obtenidos en perforaciones



Fotografía 1 - Muestras alteradas obtenidas a partir del ensayo SPT.

La Fotografía 1 corresponde a las muestras obtenidas en perforaciones del ensayo SPT. Dichas muestras se les determina la humedad natural, a las muestras alteradas se les hacen ensayos de clasificación granulométrica, de plasticidad y de gravedad específica, y a las muestras inalteradas tipo Shelby se les determina el peso unitario, además, se les realiza ensayos de compresión inconfiada, corte directo, consolidación y triaxial según sea el caso con el fin de obtener los parámetros geo-mecánicos del suelo.

La anterior fotografía es un ejemplo de depósitos de ladera que corresponde a flujos de lodos hasta los 16 m de profundidad que, en los niveles superficiales, aproximadamente 5 a 6 m de

profundidad, están compuestos por limos arenosos, de baja plasticidad, preconsolidados, de coloración café amarillenta, seguidos por limos arenosos con zonas arcillosas, plástico, blando, baja densidad, de coloración rojiza, entre los 5 y 14 m de profundidad. Finalmente, entre los 12.9 y 16 m de profundidad, estos flujos tienen una textura de arena limosa, suelta, baja densidad y color rojizo con zonas cafés amarillentas.

Estos depósitos de ladera, por sus características, coloración y baja densidad, corresponde a coluviones de Dunita.

Bajos estos flujos, entre los 16 y 17 m se encontró ceniza volcánica que corresponde a un material transportado por el viento. Este está compuesto por un limo arenoso de coloración café verdosa, con bajas densidades, alta humedad y porosidad.

Bajo la ceniza volcánica y hasta los 20 m de profundidad se encuentra un flujo de lodos más antiguo, de textura arena limosa de color gris verdosa, con bajas densidades, con presencia de gravas pequeñas y compacidad media a compacta.

Finalmente, entre los 20 y 25 m de profundidad se encuentra un depósito aluvial con bolos de roca y gravas de diferente tamaño inmersos en una matriz arenosa, color gris verdoso y de compacidad media a compacta.

En esta perforación, se pueden apreciar cuatro eventos geológicos diferentes, los cuales corresponden a materiales transportados y depositados en el sitio.

5.2 Resultados de Ensayos de Laboratorio.

5.2.1 Clasificación Granulométrica

Conocer el contenido de partículas finas y grueso granulares que tiene cada estrato, es de gran importancia ya que así se tiene una idea del comportamiento mecánico e hidráulico del suelo, adicionalmente, permite ajustar los espesores de las capas que componen el perfil del suelo.

En la Figura 8 se muestran los resultados obtenidos del ensayo de clasificación granulométrica, se aprecia que en superficie se localiza un material fino granular, donde el porcentaje de suelo que pasa el tamiz #200 es 54 % y clasifica como un Limo de alta plasticidad (MH), seguidos por una Arena Limosa (SM), donde el material retenido antes del tamiz #200 es 67.4 %, con un 12 % de gravas, el suelo SM continua hasta una profundidad de 20 m.

Adicionalmente, se aprecia que el contenido de gravas y partículas finas disminuye con la profundidad.

5.2.2 Límites de Atterberg

Además de la clasificación granulométrica, en la Figura 8 se estimaron los límites de Atterberg, donde estos límites se utilizan para caracterizar el comportamiento de las partículas fino-granulares.

Cuando el suelo presenta valores de límites altos, significa que es capaz de retener gran cantidad de agua sin cambiar de estado, y al eliminar esta agua por la aplicación de esfuerzos adicionales en el terreno, este suelo será susceptible a deformaciones y a un cambio en su comportamiento mecánico.

Los límites líquidos obtenidos en el suelo de estudio varían entre el 55 y 65 %, lo que nos permite concluir que es un suelo capaz de retener gran cantidad de agua, esto implica que tendrá una baja capacidad portante y que se pueden presentar asentamientos por consolidación, sin embargo, que se presenten o no estos asentamientos dependerá del contenido de humedad del suelo.

El índice plástico es la diferencia entre el límite líquido el límite plástico, y representa el porcentaje de humedad que debe tener los suelos fino-granulares para conservar su estado plástico. El índice plástico obtenido varía entre el 8 y 17 %, y este valor nos permite concluir que, con un pequeño cambio en el contenido de humedad, puede pasar de un estado semisólido a uno líquido.

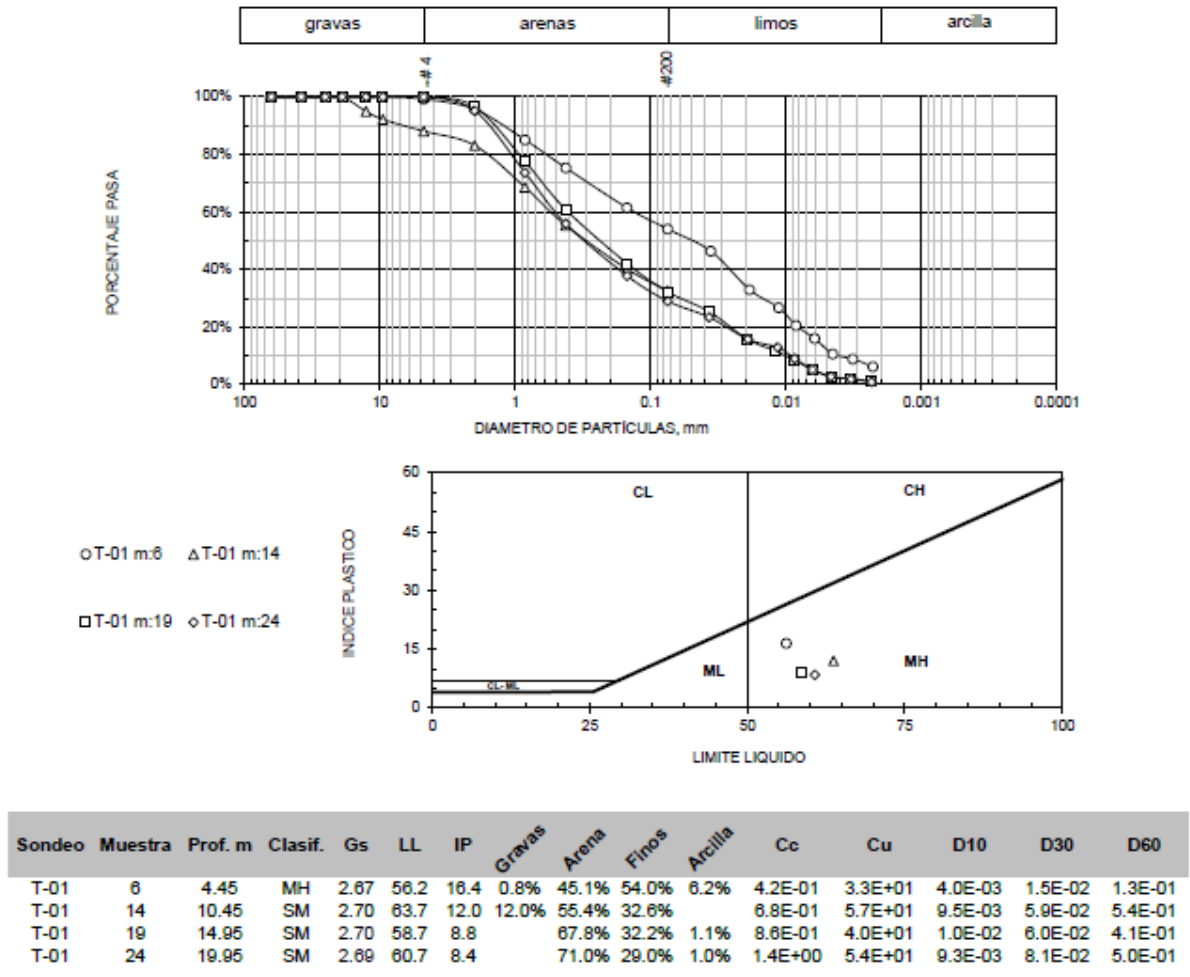
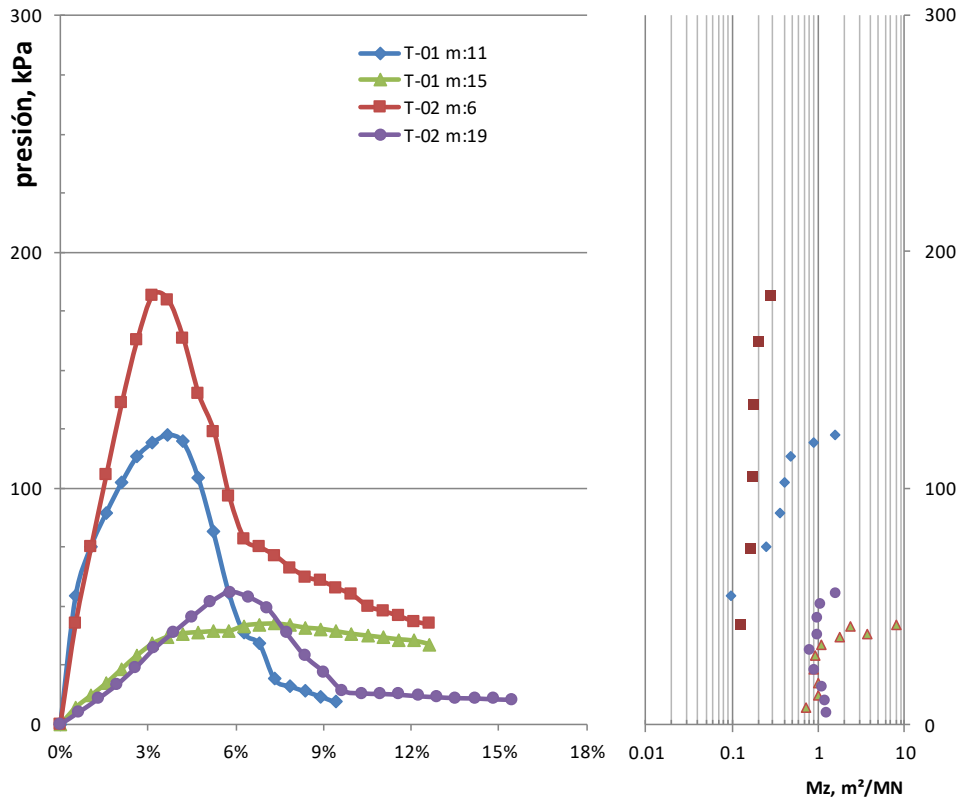


Figura 8 - Resultados del ensayo de Clasificación SUCS

5.2.3 Compresión Inconfinada

En la Figura 9, se aprecian 4 ensayos de compresión inconfinada, con el fin de conocer la resistencia al corte no drenada del suelo (S_u). Estos ensayos fueron realizados en dos sondeos diferentes, T01 y T02, sin embargo, son de un mismo proyecto y las características físicas del suelo son muy similares.

Ensayo de Compresión Inconfinada



Sondeo	Muestra	Z, m	q_u , kPa	γ_t , kN/m ³	W, %	γ_d , kN/m ³
T-01	11	8.45	123	17.38	54.2	11.27
T-01	15	11.45	42	16.76	84.6	9.08
T-02	6	5.00	181	19.70	54.4	12.76
T-02	19	15.00	56	18.98	28.8	14.73

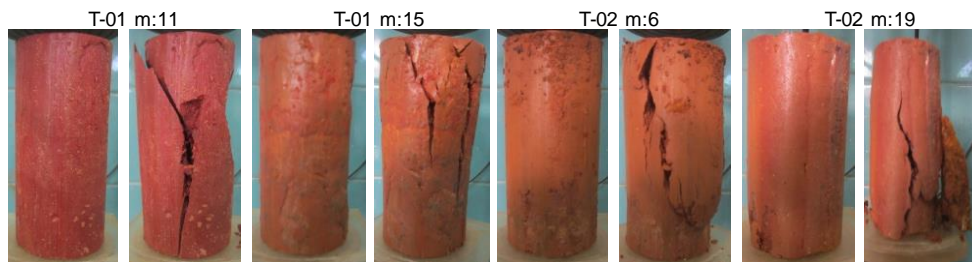


Figura 9 - Resultados ensayo Compresión Inconfinada

La resistencia al corte no drenada, derivada de los ensayos de compresión inconfinada muestra que el suelo presenta mayor resistencia en los primeros 10 m de profundidad, ya que los valores que arrojó el ensayo son del orden de 181 y 123 kPa a los 5 y 8.45 m respectivamente, y luego de

los 10 m el Su disminuye notablemente, arrojando valores de 42 y 56 kPa a los 11.45 y 15 m de profundidad respectivamente.

Los resultados obtenidos a partir del ensayo de compresión inconfiada, muestran que en los primeros metros del suelo existe una zona que tiene una consistencia media a compacta, y a medida que aumenta la profundidad, el suelo es de consistencia blanda, esto explica que Su disminuya la resistencia con la profundidad. También, se puede apreciar que a un mayor contenido de humedad el suelo presenta menor resistencia al corte no drenada

Además, en la gráfica de resistencia al corte no drenada (q_u) vs deformación unitaria, que se observa en la Figura 9, se observa que el tipo de rotura que se presenta es frágil, ya que en los especímenes fallados se presentan grietas de manera longitudinal o paralelas a la carga aplicada, adicionalmente, la falla ocurre de forma rápida bajo deformaciones muy pequeñas.

5.2.4 Corte Directo

Una vez se disipe el exceso de presión de poros en los materiales de baja permeabilidad y los esfuerzos los tome las partículas sólidas del suelo, la resistencia al corte será drenada.

Para evaluar la resistencia al corte drenada, se realizó un ensayo de corte directo tipo consolidado-drenado (CD), cuyos resultados se muestran en la Figura 10. Las características de la muestra son: arena limosa (SM) según la clasificación USCS, con un porcentaje 57 y 38 %, para la arena y el material fino granular respectivamente; la profundidad de la muestra es de 10.45 m.

En este ensayo se obtuvieron resultados de un ángulo de fricción efectivo de 35.5° , con 0 kPa de cohesión, para esfuerzos pico y para esfuerzos residuales se obtuvo un ángulo de fricción de 32.1° y 0 kPa de cohesión.

Conociendo que la muestra que se sometió al ensayo de corte directo es una arena con contenido de partículas finas, se compararon los resultados obtenidos con la Tabla 1, y se concluye que es una arena de compacidad medio a densa.

Ensayo de Corte Directo

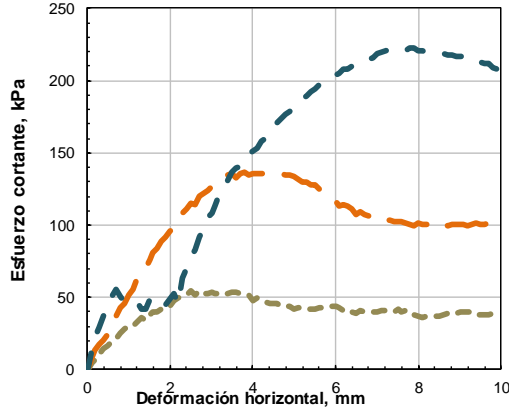
T-01 m13, prof. 10.45 m

ENSAYO CD, muestra saturada

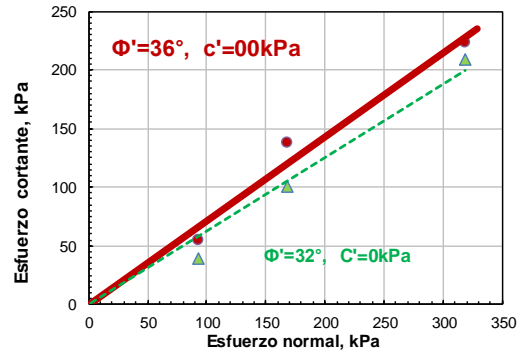
vel. desplazamiento horizontal

0,06 mm/min

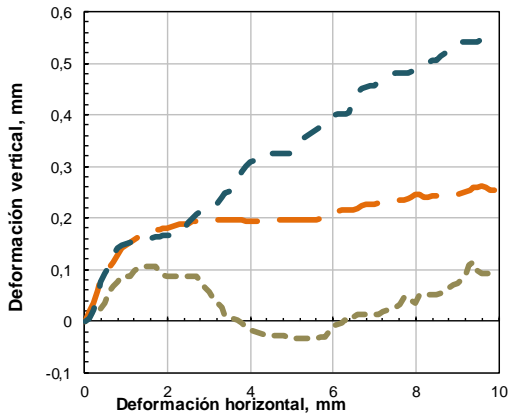
ASTM-3080



— Sv=94kPa — Sv=169kPa — Sv=319kPa



● Envoltorio Esfuerzos de Falla
 ▲ Envoltorio Esfuerzos Finales
 — Lineal (Envoltorio Esfuerzos de Falla)
 - - - Lineal (Envoltorio Esfuerzos Finales)



— Sv=94kPa — Sv=169kPa — Sv=319kPa



γ =	17,6 kN/m ³ ,	v =	1,906	Clasif. Uscd	SM	LP	28
γ_d =	14,1 kN/m ³ ,	eo =	0,906		PT#4	IP	6
w =	25 %,	n =	48%		PT#200	LL	34
S =	77%	G_s =	2,73	%Arcilla	3%	IC	0,20

Limo café con vetas amarillentas y negras; media

Figura 10 - Resultado del ensayo de Corte Directo

Tabla 1 - Valores típicos del ángulo de fricción en condición drenada. (Suárez, 2009)

Descripción	Valores de ϕ en estado		
	Suelto	Medio	Denso
Limos no plásticos	26-30	28-32	30-34
Arena uniforme fina a media	26-30	30-34	32-36
Arena bien gradada	30-40	34-40	38-46
Arena y grava	32-36	36-42	40-48

Adicionalmente, en la gráfica de Esfuerzo cortante (kPa) vs deformación horizontal (mm) que se observa en la Figura 10, se puede apreciar que las curvas llegan a un esfuerzo pico y luego este esfuerzo decrece paulatinamente hasta el valor esfuerzo residual. También, en la gráfica deformación vertical (mm) vs deformación horizontal (mm), se percibe un aumento de volumen, el cual se denomina dilatancia positiva, y es cuando las partículas del suelo se separan montándose unas sobre otras para que se pueda generar el corte en la muestra, lo que significa que la suelo se expandió durante el ensayo de corte. Además, el esfuerzo pico coincide cuando la tasa de dilatancia es máxima. Las anteriores apreciaciones son características de arenas densas.

5.2.5 Consolidación o Edómetro

Este ensayo es de gran importancia para estimar asentamientos primarios y secundarios. El ensayo de consolidación se realizó con dos ciclos de carga-descarga, los resultados se presentan en la Tabla 2 y Tabla 3. En la Figura 11, se pueden observar la curva edométrica obtenida de un ensayo de consolidación.

Tabla 2 - Resultados primer ciclo: σ (kPa): esfuerzo aplicado, ht(cm): altura muestra, e: relación de vació, T50(seg): tiempo para el 50% de consolidación, Cv(cm²/h): coeficiente de consolidación, D(kPa): módulo edométrico, K(cm/seg): permeabilidad.

σ kPa	ht cm	e	T50 seg	Cv cm ² /h	D kPa	K cm/seg
0.0	2.109	1.421				
4.3	2.109	1.421	53	15.02	42935	9.54E-09
7.3	2.109	1.421	30	26.29	23365	3.07E-08
13.5	2.108	1.420	19	42.04	19752	5.80E-08
25.7	2.107	1.418	18	45.00	21861	5.61E-08
50.2	2.105	1.416	23	34.95	28455	3.35E-08
99.2	2.101	1.412	21	38.02	24822	4.17E-08
197.2	2.094	1.403	25	30.81	27651	3.04E-08
393.2	2.080	1.387	9	86.50	29789	7.91E-08

Tabla 3 - Resultados segundo ciclo: σ (kPa): esfuerzo aplicado, ht(cm): altura muestra, e: relación de vació, T50(seg): tiempo para el 50% de consolidación, Cv(cm²/h): coeficiente de consolidación, D(kPa): módulo edométrico, K(cm/seg): permeabilidad.

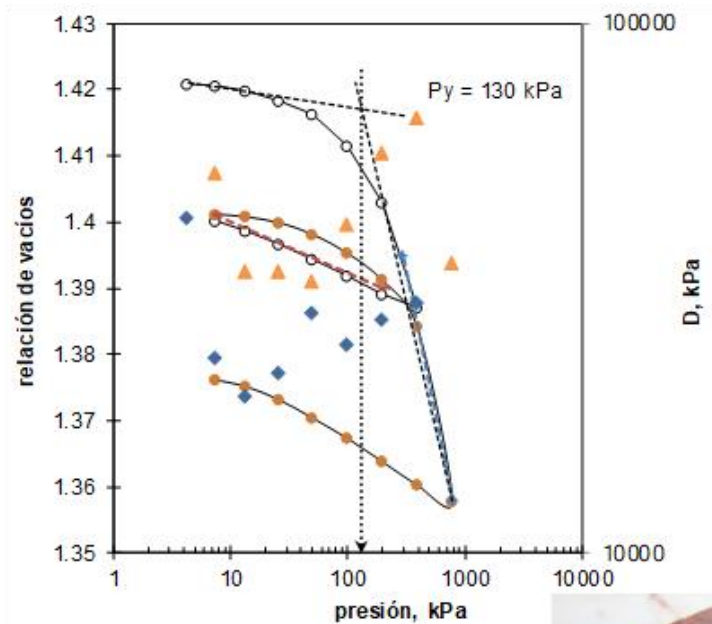
σ kPa	ht cm	e	T50 seg	Cv cm ² /h	D kPa	K cm/seg
0.0	2.092	1.402				
7.3	2.092	1.401	11	69.16	52366	3.60E-08
13.5	2.092	1.401	19	41.38	34020	3.31E-08
25.7	2.091	1.400	15	53.02	34014	4.25E-08
50.2	2.089	1.398	15	51.64	32642	4.31E-08
99.2	2.087	1.395	35	22.09	41817	1.44E-08
197.2	2.083	1.391	28	27.96	57156	1.33E-08
393.2	2.077	1.384	13	58.27	66600	2.38E-08
785.1	2.054	1.358	71	10.73	35343	8.27E-09

El ensayo se realizó en un limo de alta plasticidad MH según la clasificación USCS, con un porcentaje de suelo que pasa el tamiz #200 del 80 %, con un límite líquido de 68 % y un índice plástico del 31 %, lo anterior es un indicativo que suelo en estudio tiene un comportamiento de un material fino-granular de baja capacidad portante, además, que es un material que puede retener gran cantidad de agua, y cuando se apliquen cargas superiores a las soportadas, se generara cambios en el volumen del suelo debido a la expulsión de agua, y en consecuencia se presentaran asentamientos.

Todo suelo tiene una historia geológica de esfuerzos que se puede estimar con la curva edométrica. 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 ($P'y$).

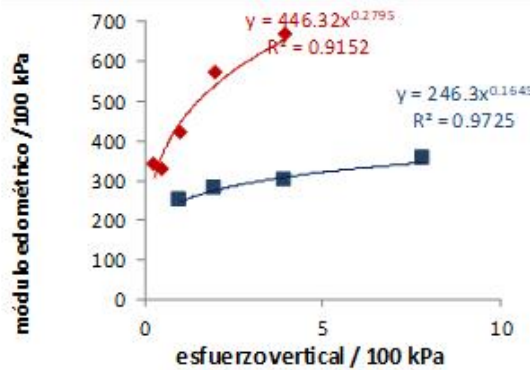
Curva Edométrica

Sondeo	T-02
muestra	8
prof.	6.45



c_r	0.008
c_c	0.089
P'_y , kPa	130
P'_v , kPa	113.4
OCR	1.1
Janbu	
m	246.3
m_r	446.3
$1-j$	0.836
$1-j_r$	0.721

Parámetros de Janbu



γ_t	17.6	kN/m^3	v	2.402
γ_d	11.2	kN/m^3	e_o	1.402
w	56.8	%	n	58%
S	112.3	%	G_s	2.77

Clasif. Uscd	MH
PT#4	99
PT#200	79
%Arcilla	12
LL	68.0
IP	31.0
LP	37.0
IC	0.8

Figura 11 - Resultados ensayo de Consolidación.

De la gráfica de relación de vacíos vs presión (kPa) (Figura 11), donde la presión está en escala logarítmica, se obtuvo que $P'y(kPa)=130$ y $P'v(kPa)=113.4$, con estos esfuerzos se estima 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 1.1, este resultado nos indica que se están aplicando cargas inferiores a las de su historia geológica, es decir, esta sobre consolidado.

Lo anterior permite concluir que, si la cimentación es apoyada a 6 m de profundidad y la magnitud de las cargas a las cuales estará sometido el suelo son más altas que las soportadas en la actualidad, se podrán presentar asentamientos por consolidación primaria, los cuales están en función de la permeabilidad del suelo.

La compresibilidad del suelo se evalúa a partir de los coeficientes de compresión del tramo virgen C_c (Figura 11), de recompresión C_r (Figura 11) y el de consolidación C_v (Tabla 3). Con los resultados obtenidos, se estimó un valor aproximado de $C_v=20 \text{ cm}^2/\text{h}$, este valor concuerda con valores típicos de materiales donde predominan las partículas fino-granulares, las cuales presentan baja permeabilidad, además, con C_v se puede estimar el tiempo que tardará el agua en ser drenada. Conocer el tiempo en que saldrá el agua del suelo es fundamental ya que así se podrá estimar el comportamiento mecánico del suelo durante las etapas constructivas.

5.3 Resultados Ensayos de Campo

5.3.1 Línea de Refracción Sísmica

A continuación, se muestran los resultados obtenidos a partir del ensayo de refracción sísmica:

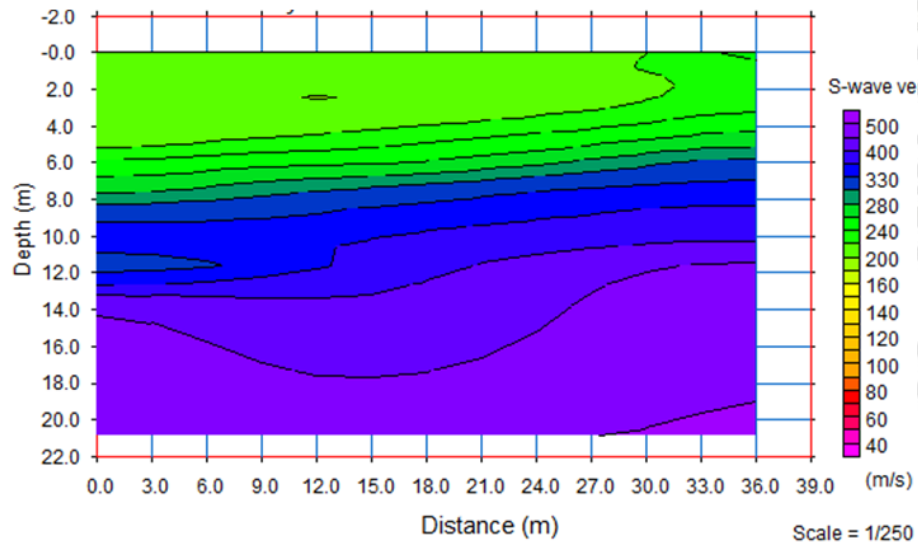


Figura 12 - Perfil 2D MASW

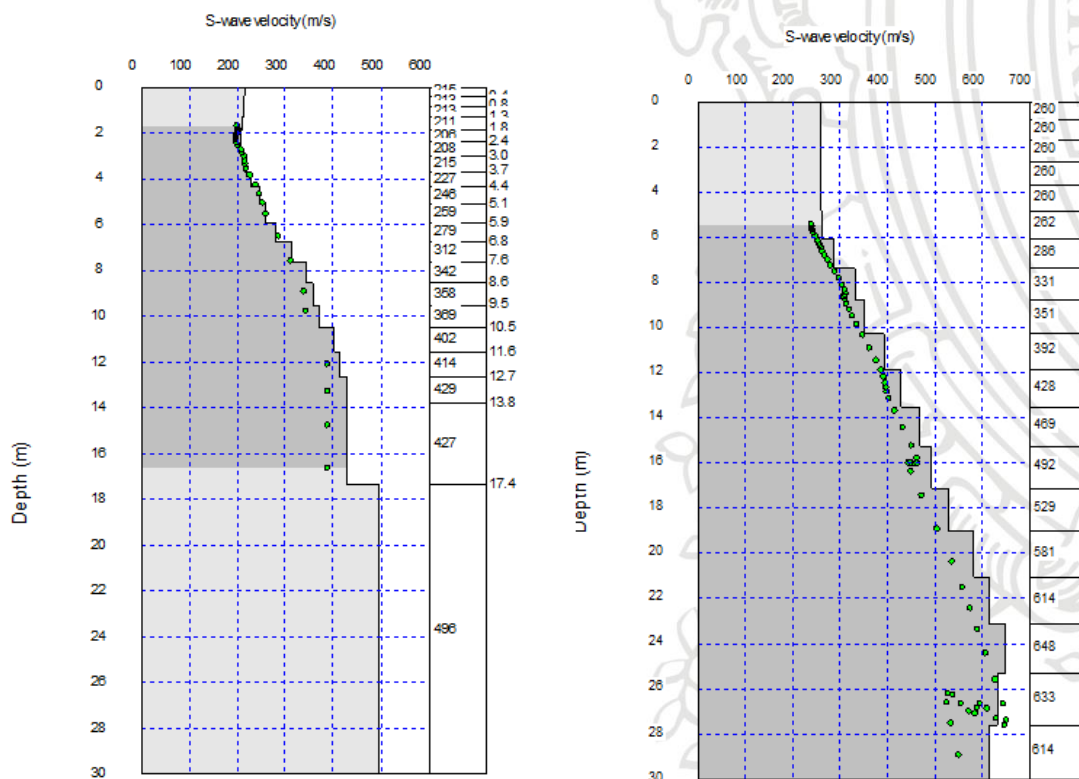


Figura 13 - De izquierda a derecha: Perfil 1D MASW, Perfil 1D MAM

En la Figura 12, se observa el perfil obtenido a partir del método Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal (Multichannel Analysis of Surface Wave, MASW), en él se pueden observar 4 capas de suelo a partir de la velocidad de onda de corte, la primera capa, de color verde hasta una profundidad de 6 m, con una velocidad de corte que varía desde 208 hasta 287 m/s, seguida por una capa de color azul que llega hasta profundidades de 12 m y con velocidad de onda de corte V_s que varían entre 290 a 429 m/s, bajo estas capas, hay una capa azul claro que su profundidad varía entre los 12 y los 17 m, con velocidades de onda de corte V_s del orden de 430 a 500 m/s, y finalmente, en profundidades que varían entre 14 y 21 m, se encontró una capa de color morado claro a oscuro, con velocidades de onda de corte V_s que varían entre 500 a 650 m/s.

En este perfil, se observa que en la superficie se encuentra un material más blando que corresponde a un flujo de lodos desecado, seguido por un material donde V_s alcanza valores superiores a 400 m/s, este aumento da indicios de que el suelo mejora rápidamente. En la exploración de campo se apreció que a profundidades que varían entre los 10 y 12 m se localiza una Terraza aluvial, donde predominan bolos de roca con una matriz arcillosa. El material encontrado a los 10 m corresponde a la velocidad de onda de corte V_s que se presentó a esta profundidad.

En la Figura 13, el perfil de la izquierda se presenta una de las secciones 1D a partir de las cuales se construyó la sección 2D que se presenta en la Figura 12, en ella se aprecia lo descrito anteriormente. En el perfil de la derecha, se observa el perfil de Medición de Microtremores en Arreglos Multicanal (Microtremor Array Measurements, MAM), el cual estima V_s a partir de ruidos ambientales. En este perfil, también se aprecia un valor de V_s superior a 400 m/s a partir de los 10 m de profundidad y creciente con la profundidad.

Adicionalmente, el perfil MASW y MAM, se unen para obtener un perfil completo de la zona en estudio y tener información completa de todo el perfil de suelos. Lo anterior se puede apreciar en la Figura 14, donde también se correlaciona el resultado de velocidad de ondas de corte con: velocidades de onda compresionales, densidad del material y número de golpes del ensayo SPT.

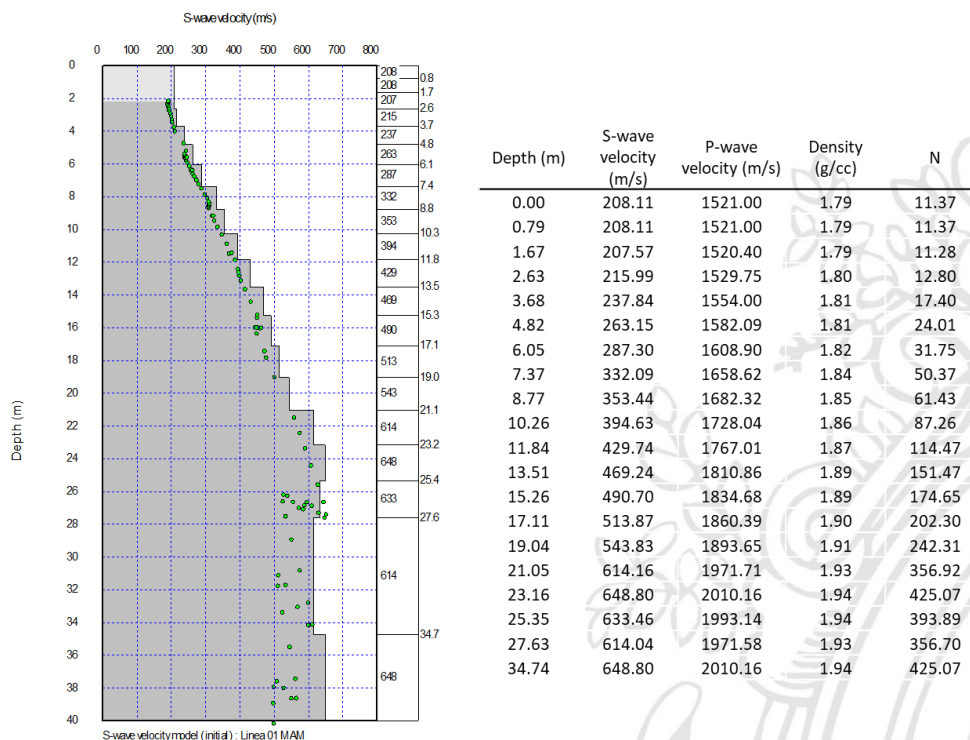


Figura 14 - Perfil de suelo, MASW + MAM

5.3.2 Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT)

En la Figura 15 y Figura 16 se puede apreciar los resultados obtenidos a partir del ensayo SDMT. Este ensayo nos brinda información acerca del índice de material I_d , módulo del dilatómetro E_D , de la resistencia al corte no drenada S_u , índice de tensión horizontal K_D y de la velocidad de onda de corte V_s .

En el I_d se observa inicialmente una arena limosa hasta los 6 m de profundidad, y finalmente, le sigue un material donde predominan los limos hasta la profundidad máxima de exploración, la cual corresponde a 21 m.

El E_D de los materiales encontrados, nos indica que superficialmente hay un material muy compresible, que correspondería a los limos, luego, el E_D aumenta en la zona arenosa y disminuye significativamente donde se encontraron nuevamente los limos, se observa que aproximadamente hasta los 12 m de profundidad, E_D es menor a 10 MPa y a partir de los 12 m tiene un pequeño aumento, donde E_D toma valores entre 15 y 20 MPa. Estos resultados, dan indicios que hasta profundidades que varían entre 15 y 20 m el material es muy compresible, susceptible a grandes asentamientos.

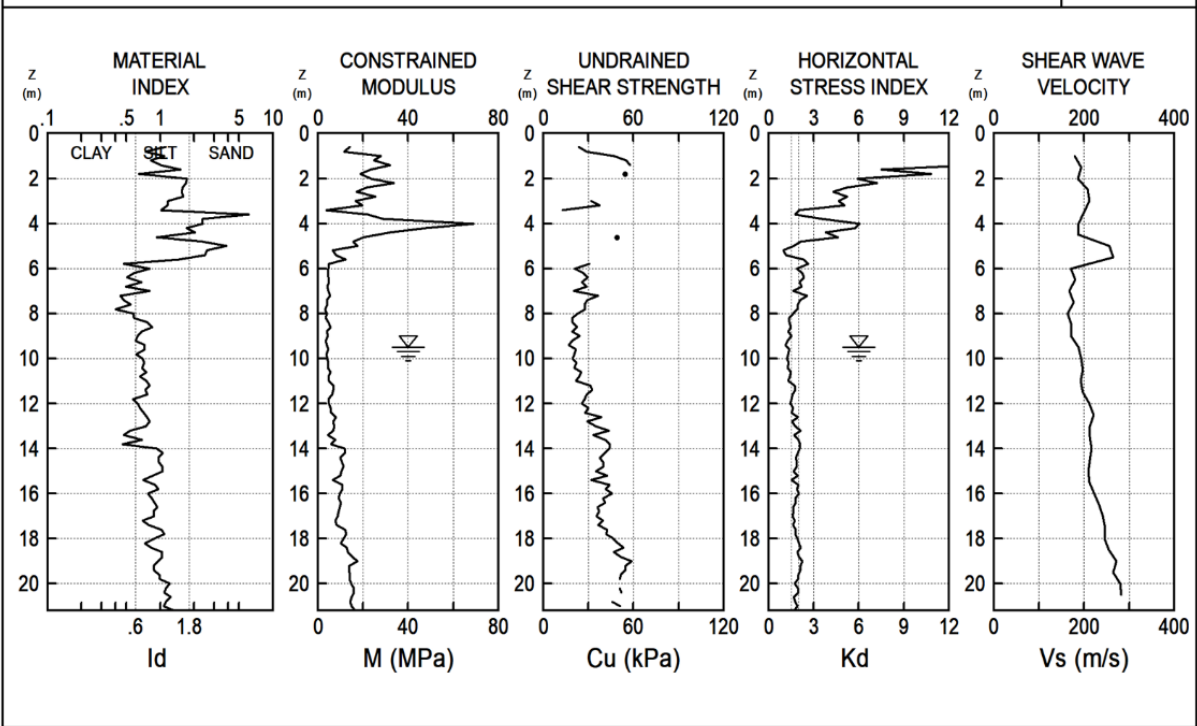


Figura 15 - Resultados SDMT

MAX SHEAR MODULUS G_o (MPa)

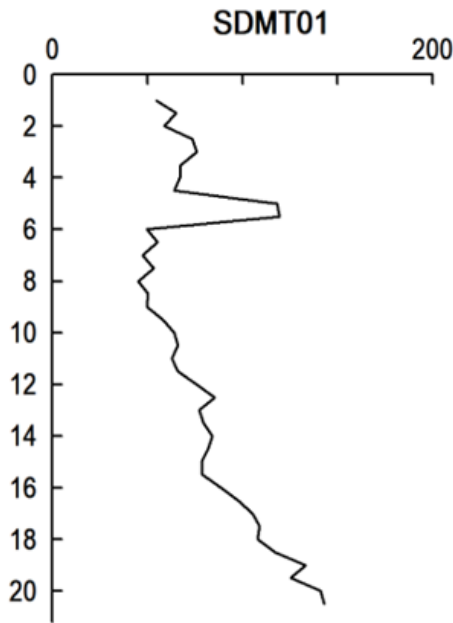


Figura 16 - Resultados DMT - Módulo de Corte

El índice K_D , puede representar el coeficiente de empuje lateral en reposo amplificado por la penetración de la paleta. La variación de K_D está relacionada con la razón de sobreconsolidación OCR, es decir, que K_D puede ser un indicador de la historia geológica de esfuerzos del suelo. En la Figura 15 se observa que $K_D \approx 2$, lo que implica que $OCR=1$, por lo que se concluye que el perfil de suelos en estudio está normalmente consolidado, es decir, que el esfuerzo actual es el máximo soportado por el suelo en su historia geológica.

La velocidad de onda de corte V_s corrobora los resultados obtenidos de las propiedades mecánicas del suelo, ya que, en promedio, $V_s= 200$ m/s. Además, se aprecia que a partir de los 16 m de profundidad el suelo presenta un pequeño aumento de la velocidad de corte. Estos valores de la velocidad de onda de corte nos dan indicios que en los primeros 16 m de profundidad hay suelos blandos, y a partir de dicha profundidad el perfil de suelos empieza levemente a mejorar.

Finalmente, en la Figura 16 se aprecia el máximo Módulo de Corte (G_0) del suelo, este define el comportamiento esfuerzo-deformación a cortante a pequeñas deformaciones y representa la rigidez elástica del suelo. G_0 tiene un pequeño aumento en la zona arenosa que se encuentra a los 4 m de profundidad, tal como se puede observar en el gráfico de la velocidad de onda de corte, pues este parámetro es función de la velocidad y del peso unitario del material. Hasta los 16 m de profundidad G_0 varía entre 40 y 80 MPa y a partir de los 16 m y hasta la profundidad máxima de exploración, G_0 aumenta hasta 130 MPa.

5.4 Resultados Instrumentación

5.4.1 Inclínómetro

En la Figura 18 se aprecian las lecturas registradas a un inclinómetro instalado en la corona de un talud, para el cual la empresa fue contratada para hacer seguimiento. En esta figura se observan las deformaciones acumuladas en el tiempo de los ejes A+ y B+. La lectura inicial de este instrumento se realizó el 27 de enero del 2020. Por los avances que tenía la obra donde está instalado este instrumento, se decidió hacer lecturas semanales para identificar cualquier anomalía en el terreno. A continuación, se describe el estado de la obra y el análisis de los resultados en cada lectura:

1. Lectura del 31 de enero de 2020: en esta lectura se registraron deformaciones acumuladas en la superficie del terreno de 7 mm en el eje A+, además, desde los 12 m se registró un aumento en los desplazamientos como se aprecia en la Figura 18, este cambio de pendiente puede indicar movimiento en el terreno, ya que la obra no presentaba movimientos de tierra respecto a la lectura inicial. A raíz del resultado obtenido, se continuo con un monitoreo semanal.
2. Lectura del 6 de febrero de 2020: en esta lectura se registró una deformación acumulada en la superficie del terreno de 9.7 mm y presentó un aumento respecto a la lectura anterior de 2.7 mm. Los resultados obtenidos en este inclinómetro mostraron que el cambio de pendiente se registró a los 16 m de profundidad. Además, en esta lectura no se evidenciaron movimientos de tierra en la cercanía del inclinómetro. A partir de las deformaciones registradas se continuo el monitoreo semanal.
3. Lectura del 14 de febrero de 2020: en esta lectura se registró una deformación acumulada en la superficie del terreno de 12.7 mm y presento un aumento respecto a la lectura anterior de 3 mm. El cambio de pendiente continua a los 16 m de profundidad. Adicionalmente, se evidenció un aumento constante en la velocidad de aproximadamente 3 mm por semana como se puede observar en la Figura 17.



Figura 17 - Deformación superficial en el terreno.

4. Lectura del 21 de febrero de 2020: en esta lectura se registró una deformación acumulada en la superficie del terreno de 14.1 mm y presentó un aumento respecto a la lectura anterior de 1.5 mm. Aunque en esta lectura se registró una disminución en la velocidad de los desplazamientos (Figura 17), no se puede concluir que el terreno tenga una tendencia a la estabilidad. Esta disminución de las deformaciones, puede estar asociada a que la obra ya estaba adelantando una pantalla de pilas ancladas diseñada para estabilizar la zona.

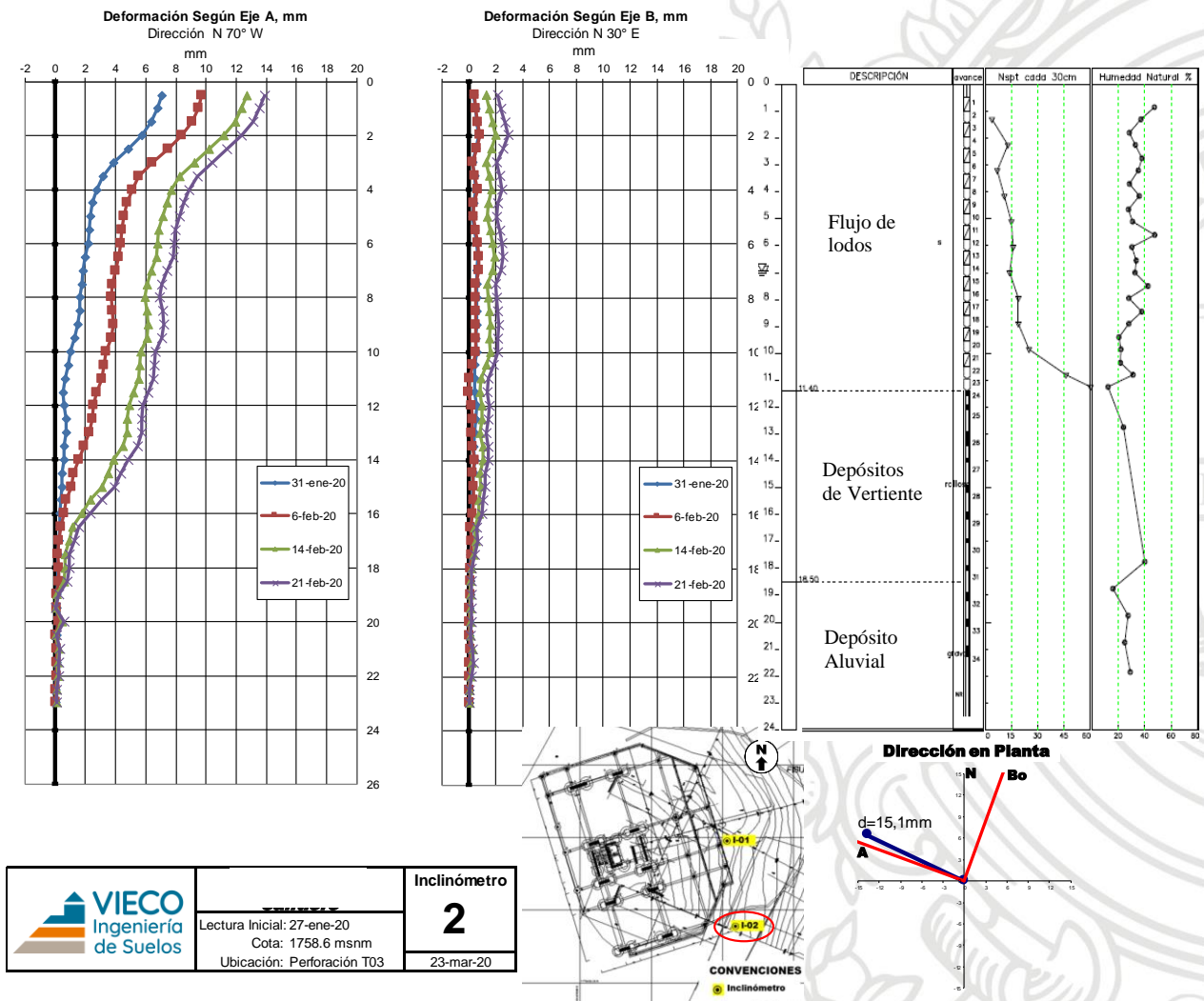


Figura 18 - Resultados Lectura Inclinómetros.

6 Conclusiones

- Durante la practica académica recibí orientación para dar la mejor solución geotécnica a los diferentes proyectos en estudio. Esta orientación consistía en determinar las características básicas y geomecánicas del suelo y luego relacionar estas características en un modelo geotécnico que comprendiera las condiciones de la zona en estudio y del proyecto que se construirá en el sitio.
- Los ensayos de caracterización básica como lo son: la clasificación granulométrica la cual permite una estimación general del porcentaje de partículas que componen el perfil de suelos y los índices de consistencia que permiten caracterizar el comportamiento de las partículas fino-granulares, ayudan a entender si el comportamiento mecánico e hidráulico del suelo.
- Cuando se trabaja con esfuerzos efectivos, se debe entender la diferencia entre resistencia pico y residual. La resistencia pico es la máxima resistencia al corte de un material el cual no ha sido fallado y se usa en el diseño de cimentaciones, y la resistencia residual, es la resistencia que tiene el material luego de sufrir grandes deformaciones y se usa para estimar la resistencia de un talud en movimiento.
- El ensayo de refracción sísmica da una visualización general del perfil de suelos que se encontrará en la zona de estudio, además, con este ensayo se pueden ajustar profundidades de las perforaciones que se realizan con el ensayo SPT.
- Se logró evidenciar que el suelo puede presentar diferencias locales, lo que implica que las soluciones adoptadas en una zona particular no pueden ser replicadas en otro proyecto. Además, las soluciones geotécnicas deben considerar tanto las condiciones del suelo como las características particulares de cada proyecto.
- La práctica académica deja como enseñanza, que una buena discretización y caracterización del perfil de suelos lleva a una mejor solución geotécnica. En muchas ocasiones la mejor solución puede representar ahorros económicos (no siempre sucede), pero en todas las ocasiones esta “mejor solución” si representa condiciones de seguridad satisfactorias para el uso de la estructura, tanto en condiciones típicas como atípicas (eventos sísmicos).

- En los diferentes proyectos en los cuales se tuvo participación durante el desarrollo de la practica académica se aplicaron los conocimientos adquiridos durante la formación académica en la Universidad de Antioquia sobre de la ejecución de ensayos de campo y laboratorio, el diseño de cimentaciones y la estabilidad de taludes.



7 Referencias Bibliográficas

- Área Metropolitana del Valle de Aburrá. (2007). *MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DETALLADA DE LOS MUNICIPIOS DE BARBOSA, GIRARDOTA, COPACABANA, SABANETA, LA ESTRELLA, CALDAS Y ENVIGADO*. Medellín: Área Metropolitana del Valle de Aburrá.
- Bernal López, F. A., Guevara Acosta, M., Melo Vega, Á. J., Ospina Castellanos, A. M., & Rueda García, A. F. (2015). *Ensayo Compresión Inconfínada*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México: Limusa.
- Duque Escobar, G., & Escobar Potes, C. E. (2016). Consistencia y Plasticidad. En G. Duque Escobar, & C. E. Escobar Potes, *Geomecánica* (págs. 71-73). Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
- Duque Escobar, G., & Escobar Potes, C. E. (2016). Consolidación de suelos. In *Mecánica de Suelos* (p. 139). Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
- Duque Escobar, G., & Escobar Potes, C. E. (2016). Esfuerzo Cortante en Suelos. In G. Duque Escobar, & C. E. Escobar Potes, *Mecánica de Suelos* (pp. 142-148). Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
- Duque Escobar, G., & Escobar Potes, C. E. (2016). Estructura del suelo y granulometría. In *Mecánica de los suelos* (pp. 57-59). Manizales: Universidad Nacional De Colombia.
- Duque Escobar, G., & Escobar Potes, C. E. (2016). Relaciones de volumen y peso para suelos. In *Geomecánica* (p. 31). Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
- GEOSIL. (2020, 03 02). *GEOSIL*. Retrieved from <http://www.geosoil.ec/equipos/>
- INVIAS. (2012). Sección 100 - Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Visual y Manual). En INVIAS, *Manual de Normas de Ensayos de Materiales para Carreteras* (págs. E102-1 E102-28). Bogotá.
- INVIAS. (2012). Sección 100 - Ensayo normal de Penetración (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido. En INVIAS, *Manual de Normas de Ensayos de Materiales para Carreteras* (págs. E111-1 - E111-11). Bogotá.
- INVIAS. (2012). Sección 100 - Consolidación unidimensional de los suelos. In INVIAS, *Manual de Normas de Ensayo de Materiales para Carreteras* (pp. E151-1 - E151-34). Bogotá.
- INVIAS. (2012). Sección 100 - Uso del penetrómetro dinámico de cono en aplicaciones de pavimentos a poca profundidad. In INVIAS, *Manual de Normas de Ensayo de Materiales para Carreteras* (pp. E172-1 - E172-13). Bogotá.
- Kearey, P., & Brooks, M. (2002). *An Introduction to Geophysical Exploration*. Osney Mead, Oxford: Blackwell Science Ltd.
- Marchetti, S., Marchetti, D., & Villalobos, F. (2013). El dilatómetro sísmico SDMT para ensayos de suelos in situ. *SCIELO*, 13, 20-29.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). Título A - Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente. In V. y. Ministerio de Ambiente, *Reglamento Colombiano de Construcción Sísmo Resistente* (pp. A22 - A29). Bogotá: Panamericana.
- RST Instruments Ltd. (2019). *MEMS Digital Inclinator System Instruction Manual*. Canada: RST Instruments Ltd.
- Sísmica de Suelos. (12 de Febrero de 2020). *Sísmica de Suelos*. Obtenido de Sísmica de Suelos: <https://sismica.com.mx/procedimientos/ensayos-down-hole.php>

- Suárez, J. (2009). Instrumentación y Monitoreo. In J. Suárez, *Deslizamientos: Análisis Geotécnico* (1 ed., Vol. 1, pp. 504-514). Santander: Universidad Industrial de Santander.
- Suárez, J. (2009). Instrumentación y Monitoreo. In J. Suárez, *Deslizamientos: Análisis Geotécnico* (1 ed., Vol. 1, pp. 514-524). Santander: Universidad Industrial de Santander.
- Suárez, J. (2009). Resistencia al Cortante. In J. Suárez, *Deslizamientos - Análisis Geotécnico* (p. 112). Santander: Universidad Industrial de Santander.
- Subramaniam, P., Zhang, Y., C, Y., Ng, H., Danovan, W., & Ku, T. (2019, Octubre 26). Modal analysis of Rayleigh waves using classical MASW-MAM approach: Site investigation in a reclaimed land. *ScienceDirect*, 128.
- Tenza Pongutá, J. P. (2016). *ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE SUELOS AGRÍCOLAS A PARTIR DE PRUEBAS IN SITU Y DE LABORATORIO PARA MODELOS DE LABRANZA Y TRACCIÓN*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.

