



**Manual Técnico para la Ejecución de un Estudio Geotécnico para
una Unidad de Construcción de Categoría Baja**

Diego Alejandro Arango Piedrahita

Informe de práctica para optar al título de Ingeniero Civil

Tutor

Juan Carlos Obando Fuertes, Doctor (PhD)

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería

Ingeniería Civil

Medellín, Antioquia, Colombia

2022

Cita	(Arango Piedrahita, 2022)
Referencia	Arango Piedrahita, D. (2022). <i>Manual técnico para la ejecución de un estudio geotécnico para una unidad de construcción de categoría baja</i> . [Trabajo de grado profesional]. Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.
Estilo APA 7 (2020)	



RENNOVA S.A.S



Centro de Documentación Ingeniería (CENDOI)

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

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

Rector: John Jairo Arboleda Céspedes

Decano/Director: Jesús Francisco Vargas Bonilla

Jefe departamento: Claudia Helena Muñoz Hoyos

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. RESUMEN	7
2. INTRODUCCIÓN	8
3. OBJETIVOS	9
3.1 Objetivo general	9
3.2 Objetivos específicos.....	9
4. MARCO TEÓRICO.....	10
4.1 Estudio Geotécnico	10
4.3 Estudio geotécnico definitivo.....	11
4.4 Unidad de Construcción	11
4.5 Ensayos De Campo	11
4.5.1 Línea de refracción sísmica (MASW) (Multichannel Analysis of Surface Wave)....	11
4.5.2 Línea de refracción sísmica (MAM) (Microtremor Array Measurements)	12
4.5.3 Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	12
4.5.4 Down-Hole.....	13
4.5.5 Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT).....	13
4.5.6 Penetración Dinámica de Cono (PDC).....	14
5. METODOLOGÍA Y RESULTADOS	15
5.2 Clima y afluentes hídricos	16
5.2.1 Clima	16
5.2.2 Afluentes Hídricos.....	16
5.3 Ensayo de penetración estándar SPT	16
5.4 Geología y Geomorfología.....	18
5.4.1 Geología Regional.....	18

5.4.2 Geología Local	20
5.4.3 Geomorfología Regional	21
5.4.4 Geología Estructural.....	22
5.4.5 Revisión de amenaza sísmica y mapa de sondeos.....	23
5.5 Registro fotográfico	24
5.6 Parámetros sísmicos del estudio geotécnico	26
5.7 Zona de Amenaza Sísmica	26
5.8 Movimientos Sísmicos de Diseño	26
5.9 Tipo de Perfil De Suelo.....	27
5.10 Valores de los Coeficientes de Sitio.....	29
5.11 Ensayos de laboratorio	30
5.12 Muestras del Subsuelo.....	31
5.12.1 Propiedades del subsuelo	32
5.13 Ángulo de Fricción y Cohesión.....	32
5.14 Módulo de Elasticidad.....	33
5.15 Módulo de Reacción del Suelo.....	33
5.16 Caracterización geotécnica del subsuelo.....	34
5.16.1 Recomendaciones para diseño de cimentaciones.....	35
5.17 Profundidad de Desplante	35
5.18 Tipo de Cimentación	35
5.18.1 Zapatas aisladas:.....	36
5.19 Capacidad Portante.....	37
5.20 Cálculo de asentamientos	38
6. CONCLUSIONES	40
7. REFERENCIAS.....	41

Lista de tablas

Tabla 1. Criterios para la Clasificación del Perfil de Suelo (NSR10, 2010)	28
Tabla 2. Tipo de perfil de Suelo (NSR10, 2010).....	29
Tabla 3. Intensidad de los Movimientos Sísmicos Fa según valores Aa y Av y tipo de suelo (NSR10, 2010)	30
Tabla 4. Intensidad de los Movimientos Sísmicos Fv según valores Aa y Av y tipo de suelo (NSR10, 2010)	30
Tabla 5. Resultados de correlación de N golpes. PERFORACION 1	33
Tabla 6. Resultados de correlación de N golpes. PERFORACION 2.....	33
Tabla 7. Resultados de correlación de N golpes. PERFORACION 3.....	33
Tabla 8. Resultados consolidados de las 3 perforaciones	34
Tabla 9. Resultados Parámetros Geotécnicos.....	35
Tabla 10. Cálculos y resultados de Capacidad Portante.....	37
Tabla 11. Resultados de Asentamientos.....	39

Lista de figuras

Figura 1. Localización	15
Figura 2. Ensayo SPT.....	17
Figura 3. mapa geológico regional.....	20
Figura 4. mapa geológico local	21
Figura 5. Mapa geomorfología.....	22
Figura 6. Mapa sísmico de Colombia NSR 10.....	23
Figura 7. Ubicación de sondeos	24
Figura 8. Registro fotográfico	25
Figura 9. Muestras del Subsuelo	31
Figura 10. Ejemplo zapata aislada. Fuente: El autor.....	36

1. RESUMEN

Los ensayos de reconocimiento geotécnico surgieron a partir de la necesidad de conocer el comportamiento de un terreno en específico ya sea porque se va a construir o porque se presenta un deslizamiento o cualquier posible amenaza o riesgo geológico que se desee mitigar de manera tal que se garantice la seguridad. Debido a que estos ensayos dejan como resultado una serie de datos, estos deben ser tratados y analizados mediante un estudio geotécnico que permita obtener las características físicas y mecánicas del suelo en estudio. Por esto, se precisa relevante la correcta realización de un estudio de suelos previo a la puesta en marcha de una unidad de construcción y por lo cual en este trabajo se presentará detalladamente un manual que describe los pasos y recomendaciones a partir de la experiencia esperando facilitar la comprensión y desarrollo de dichos estudios basándose en la norma colombiana NSR-10 e identificando aspectos que se deben tener en cuenta antes y después del ensayo de manera tal que se obtenga un óptimo análisis geotécnico y/o conocimiento del terreno.

Palabras clave — Ensayo, suelo, parámetros geotécnicos, estratificación, perforaciones, capacidad portante.

2. INTRODUCCIÓN

El presente informe de práctica se basa en la elaboración de un manual técnico para la ejecución de estudios geotécnicos como herramienta dirigida especialmente a los profesionales recién egresados, sin experiencia, que requieran dirigir un ensayo de reconocimiento geotécnico y realizar el respectivo informe de manera tal que con los conocimientos que adquirió durante su formación académica y la información técnica que encuentre en el manual, logre hacer un estudio geotécnico óptimo cumpliendo a su vez con todos los requerimientos normativos establecidos en el título H de la NSR-10.

En este manual, se describe cada parte del proceso y cada uno de los conceptos y apartados de la norma que se deban tener en cuenta, entre ellos, la información previa de la zona que sea considerada necesaria, la localización de los sondeos, recomendaciones para el trabajo de campo según la experiencia, tablas para la clasificación de los estratos, hojas de cálculo, la composición del informe del estudio geotécnico, entre otras recomendaciones que serán de gran ayuda para el ingeniero a cargo del estudio. Además, en el contenido del manual se resalta la importancia que tiene esta actividad geotécnica, pues es por medio de esta que se conoce el tipo de suelo del terreno, los principales estratos y en general sus condiciones físicas como sustento para determinar el tipo de cimentación que se usará como transmisor de cargas según la unidad de construcción que vaya a ir sobre este.

Durante el desarrollo del trabajo, se mostrará como es el desarrollo de un estudio de suelos para una casa de 1 nivel, ubicada en la parcelación Montemadero del Municipio de la Ceja, Antioquia. Se describe detalladamente la realización del estudio geotécnico de este lote incluyendo la información necesaria por el geotecnista para sugerir y/o recomendar el tipo de cimentación para la vivienda que se construirá ahí y lo requerido según la curaduría que es la entidad que emite las licencias de construcción de manera tal que sirva como base para profesionales que no cuentan con gran experiencia en el tema. El informe cumple con las normas estipuladas en el título-H (H.3.2.6) de la Norma Sismorresistente Colombiana del 2010 (N.S.R - 10).

3. OBJETIVOS

3.1 Objetivo general

Proporcionar un manual para facilitar la comprensión y desarrollo de un estudio geotécnico para una unidad de construcción de categoría baja basado en la normativa colombiana NSR-10.

3.2 Objetivos específicos

- Identificar los aspectos que se deberían tener en cuenta antes, durante y después del trabajo de campo para obtener un estudio geotécnico óptimo.
- Contribuir a la eficiencia del proceso llevado a cabo durante un estudio geotécnico de unidades de construcción de categoría baja.
- Identificar la información referente a estudios geotécnicos en la norma NSR-10 y aplicarla en los proyectos.
- Investigar acerca de manuales existentes sobre el tema y hacer un contraste con el manual que se va a desarrollar.

4. MARCO TEÓRICO

En Colombia el reglamento de construcción sismo resistente (NSR-10) y varios documentos del instituto nacional de vías (INVIAS) contienen toda la información necesaria para ejecutar un estudio geotécnico, desde las generalidades antes, durante y después del estudio hasta la descripción de los ensayos en campo y laboratorio.

Esta información, aunque completa requiere de un manejo amplio de estos documentos porque muchos están referidos frente a otros o es difícil ubicarlos, por ejemplo, en el título H de la NSR-10 se encuentra toda la información acerca de los estudios técnicos, pero en muchos apartados se refiere al Título A que a la vez se refiere a otros títulos de la misma norma.

Por esto es necesario reunir todos estos conceptos de forma ordenada y a manera de procedimiento en un manual sencillo y amigable que a su vez detalle los apartes de las normativas. A continuación, se definen algunos conceptos importantes que se utilizarán en el desarrollo del informe:

4.1 Estudio Geotécnico

Conjunto de actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado de la edificación, protegiendo ante todo la integridad de las personas ante cualquier fenómeno externo, además de proteger vías, instalaciones de servicios públicos, predios y construcciones vecinas. (Reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10, 2010)

4.2 Tipos de estudio

4.2.1 Estudio geotécnico preliminar

Conjunto de actividades necesarias para aproximarse a las características geotécnicas de un terreno con el fin de establecer las condiciones que limitan su aprovechamiento, los problemas potenciales que puedan presentarse, los criterios geotécnicos y parámetros generales para la elaboración de un proyecto.

El estudio debe presentar en forma general el entorno geológico y geomorfológico, características del subsuelo y recomendaciones geotécnicas para la elaboración del proyecto incluyendo la zonificación del área, amenazas de origen geológico, criterios generales de cimentación y obras de

adecuación del terreno. Este estudio no es de presentación obligatoria, pero es recomendable para proyectos especiales o de magnitud considerable, en los que pueda orientar el proceso de planeamiento. Su realización no puede reemplazar, en ninguna circunstancia, al estudio geotécnico definitivo (NSR-10, 2010).

4.3 Estudio geotécnico definitivo

Trabajo realizado para un proyecto específico, en el cual el ingeniero geotecnia debe precisar todo lo relativo a las condiciones físico-mecánicas del subsuelo y las recomendaciones particulares para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas, conforme a la norma NSR-10 y en especial a los títulos A y H. Su presentación es obligatoria ya que en este se define el tipo de suelo, el diseño y las recomendaciones de la cimentación y del proceso constructivo. (NSR-10, 2010)

4.4 Unidad de Construcción

Se define como unidad de construcción:

- a) Una edificación en altura,
- b) Grupo de construcciones adosadas, cuya longitud máxima no exceda los 40m,
- c) Cada zona separada por juntas de construcción,
- d) Construcciones adosadas de categoría baja, hasta una longitud máxima en planta de 80m,
- e) Cada fracción del proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.

Para los casos donde el proyecto exceda las longitudes anotadas, se deberá fragmentar en varias unidades de construcción, por longitudes o fracciones de longitudes. (NSR-10,2010)

4.5 Ensayos De Campo

4.5.1 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).

4.5.2 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 7 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.

4.5.3 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.

4.5.4 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 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.

4.5.5 Dilatómetro Plano de Marchetti (DMT)

El DMT da información acerca de la rigidez y de la historia de esfuerzos del suelo. 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 una maleta con manómetros. “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 ID, índice de tensión horizontal KD, (donde $KD \approx 2$ es equivalente a un suelo normalmente consolidados NC, es decir, $OCR = 1$ y $KD > 2$ indica preconsolidación) y el módulo del dilatómetro ED (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.

4.5.6 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.

5. METODOLOGÍA Y RESULTADOS

En primera instancia se hace un análisis de información revisando fuentes como mapas topográficos, geológicos, estructurales, en alcaldías municipales e INGEOMINAS, también con la mayor información que tenga el cliente como planos arquitectónicos, levantamientos topográficos e información importante del proyecto. La visita de campo se programa para la realización de las exploraciones de campo con el objetivo de toma de muestras y ejecución del ensayo SPT, luego con la información recolectada y las muestras extraídas de campo se envían a laboratorio para la respectiva clasificación del material por el sistema unificado (USCS). Con toda la información obtenida se pasa a realizar el informe técnico con la digitalización de mapas y modelos geotécnicos en los softwares ArcGis y GEO5.

La información de la zona de interés presentada a continuación incluye los ítems que debe contener un estudio de suelos según el título H de la NRS 10 los cuales son verificados revisados por la curaduría urbana que es la entidad encargada de emitir las licencias de construcción que finalmente es el permiso requerido para iniciar cualquier tipo de construcción.

5.1 Localización

Para la elaboración del informe se inicia con la localización con el propósito de identificar el municipio, el departamento y en general la zona de influencia del terreno en estudio para un posterior análisis de la geología y geomorfología del lugar, pues de estos aspectos depende del comportamiento geotécnico del suelo que se desea estudiar.



Figura 1. Localización

5.2 Clima y afluentes hídricos

Luego, se describe el clima de la zona y los afluentes hídricos cercanos. Esta información es importante para conocer características como humedades promedio, temperatura y verificar si alguna red hidrográfica puede influenciar en el lote.

Para el caso de la parcelación Montemadero ubicada en la Ceja Antioquia, la descripción del clima y afluentes hídricos es la siguiente.

5.2.1 Clima

En Hispania, los veranos son cortos y calurosos, los inviernos son cortos y cómodos y está mojado y nublado todo el año. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 19 °C a 27 °C y rara vez baja a menos de 18 °C o sube a más de 29 °C.

5.2.2 Afluentes Hídricos

Todas estas quebradas y arroyos son las venas o arterias que alimentan las redes hidrográficas y nutren al río de sus aguas, pero también son las que llevan en sus corrientes los desechos, químicos y otros contaminantes.

5.3 Ensayo de penetración estándar SPT

Se realiza una explicación del ensayo de penetración estándar explicando la metodología con la cual se realiza el ensayo de campo y los cálculos matemáticos para sacar las propiedades del suelo y elaborar el modelo geotécnico.

Es importante tener en cuenta que previo a la ejecución del respectivo ensayo geotécnico, se debe realizar una visita de exploración geotécnica donde se hace reconocimiento visual por parte de un profesional o alguien con la suficiente experiencia para seleccionar el tipo de ensayo que se llevará a cabo.

En la exploración de campo realizada para el presente estudio geotécnico se ejecutaron tres perforaciones en las cuales se utilizó un taladro mecánico, mediante el ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test - SPT).

El ensayo de penetración estándar S.P.T ha sido estandarizado desde 1958, con revisiones (ASTM D-1586) (Bowles, 1988), este consiste en hincar un toma-muestras de tubo partido y obtener muestra representativa de suelo para fines de identificación, y medir la resistencia del suelo a la penetración del toma-muestra. El toma-muestras (tubo de pared delgada shelby de 30 cm de largo

se penetra a las profundidades requeridas según las características del proyecto y cumpliendo la Norma NSR-10, estas muestras se toman cada metro de perforación. El toma-muestras es golpeado bajo energía constante, con una masa en caída libre de 143.3 lb (65.0 Kg) que se deja caer desde una altura de 30 plg (76 cm) contabilizando los golpes necesarios para descender 6 plg (15 cm) en el suelo.

Los resultados e información de identificación se utilizan para estimar las condiciones del subsuelo para el diseño de la cimentación.

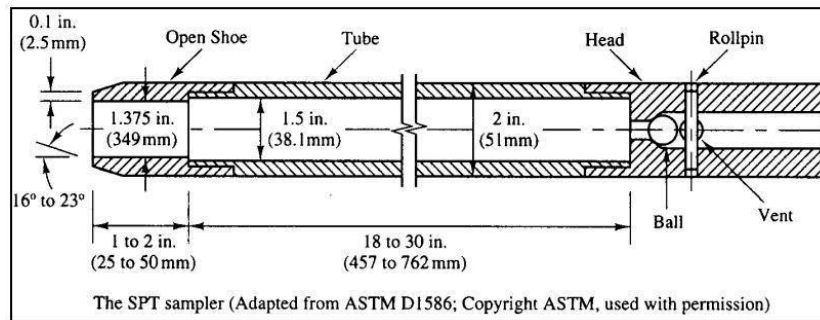


Figura 2. Ensayo SPT

El valor normalizado de penetración N es para 12 plg (1 pie = 30 cm), se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados. El ensayo se dice que muestra “rechazo” si a) N es mayor a 50 golpes/15 cm, b) N es igual a 100 golpes/pie o c) No hay avances luego de 10 golpes. Aunque se denomina “estándar”, el ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencia, en especial la energía que llega al toma-muestras, entre las cuales sobresalen (Bowles, 1988):

- 1) Equipos producidos por diferentes fabricantes.
- 2) Diferentes configuraciones del martillo de hinca, de las cuales tres son las más comunes (Figura 2): (a) el antiguo de pesa con varilla de guía interna, (b) el martillo anular ("donut") y (c) el de seguridad.
- 3) La forma de control de la altura de caída: (a) si es manual, cómo se controle la caída y (b) si es con la manila en la polea del equipo depende de: el diámetro y condición de la manila, el diámetro y condición de la polea, del número de vueltas de la manila en la polea y de la altura real de caída de la pesa.
- 4) Si hay o no revestimiento interno en el toma-muestras, el cual normalmente no se usa.
- 5) La cercanía del revestimiento externo al sitio de ensayo, el cual debe ser estar alejado.
- 6) La longitud de la varilla desde el sitio de golpe y el toma-muestras.
- 7) El diámetro de la perforación.

8) La presión de confinamiento efectiva al toma-muestras, la cual depende del esfuerzo vertical efectivo en el sitio del ensayo.

Para casi todas estas variantes hay factores de corrección a la energía teórica de referencia E_r y el valor de N de campo debe corregirse de la siguiente forma (Bowles,1988):

$$N_{crr} = N * Cn * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

En la cual $N_{crr} =$ Valor de N corregido

$Cn =$ Factor de corrección por confinamiento efectivo

$\eta_1 =$ Factor de energía del martillo ($0.45 \leq h_1 \leq 1$)

$\eta_2 =$ Factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq h_2 \leq 1$)

$\eta_3 =$ Factor por revestimiento interno de toma – muestras ($0.8 \leq h_3 \leq 1$)

$\eta_4 =$ Factor por diámetro de la perforación (> 1 para $D > 5"$, =
1.15 para $D = 8"$)

Como se mencionó anteriormente, el geólogo es quien detalla la geología y la geomorfología del sitio de interés. Las descritas a continuación corresponden al lote Montemadero

El geólogo de la empresa realiza los mapas de geología y geomorfología con su descripción y se anexan al informe.

5.4 Geología y Geomorfología

La zona presenta un relieve alto lo cual son geoformas características de un cuerpo intrusivo, el agua y los procesos morfodinámicos han moldeado la superficie del terreno en un tiempo geológico generando así muchas microcuencas y horizontes bastante amplios de suelo.

5.4.1 Geología Regional

Batolito Antioqueño: Corresponde a intrusivos cretácicos. Está compuesta por cuarzo, biotita, plagioclasa y anfíboles. Presenta variaciones en la composición de la unidad debido a la presencia de autolitos, xenolitos y diques de cuarzo. Los autolitos son rocas finogranulares, de color negro a verde muy oscuro. Su composición es bastante homogénea, donde las diferencias importantes se deben a: cambios en el tamaño de los granos, contenido de autolitos y leves orientaciones de los minerales.

Según el informe POMCA del Rio Nare: El Batolito Antioqueño, aflora en un área de 7.221 km², en la Cordillera Central. Es una unidad monótona; 97% cuarzodiorita o granodiorita, compuesta de cuarzo (23.9%), feldespato de potasio (6.7%), plagioclasa (48%), hornblenda (9.3%), biotita

(9.3%), clorita secundaria (1.6%) y minerales accesorios (0.8%). Se han reconocido facies félsicas y gabroicas. Numerosas edades radiométricas indican edad cretácea superior.

Anfibolita de Medellín: Definidas por Jaramillo (1971) e interpretadas por Echeverría (1973), como producto del metamorfismo de la corteza oceánica basáltica que constituía el fondo de la cuenca, donde se depositaron los sedimentos y derrames basálticos protolitos de los esquistos y ortoanfibolitas, con una posible edad cretácica definida por Restrepo y Toussaint (1989). En el Valle de Aburrá la unidad presenta una dirección preferencial NNW, aflorando desde el municipio de La Ceja al sur, hasta el municipio de Belmira al norte (Correa y Martens, 2000). Esta unidad se constituye esencialmente por hornblenda y plagioclasa, de textura por lo general isotrópica a bandeada. Estas rocas se observan tanto en estado fresco como desarrollando perfiles de meteorización de variado espesor, en los cuales predominan arcillas caoliníticas y arenas ferromagnesianas en niveles superiores, y como cantos y bloques de roca en diferentes tipos de depósitos a lo largo de la cuenca.

Gneis de la Ceja : Descrito por (Rodríguez et al., 2005) al oriente del Municipio de Guarne, como un cuerpo de forma alargada en sentido Norte - Sur, el cual se extiende hasta el río Medellín y hasta la cabecera municipal de Copacabana. Composicionalmente esta unidad corresponde a Gneises y granofels bandeados, e intercalaciones de gneis miloníticos, cuarcitas y anfibolitas, y asociado especialmente a granulitas y migmatitas. Presentan metamorfismo retrogrado de alto grado.

Como indico (Rodríguez et al., 2005) Macroscópicamente el Neis de La Ceja corresponde a neises y granofels bandeados, localmente plegados. Localmente los neises y granofels presentan estructuras migmatíticas schlieren y nebulíticas y tienen preferentemente texturas granoblástica y granoporfidoclástica, menos corriente granolepidoblástica en zonas ricas en biotita. Las rocas están constituidas en un 80 a 90 % por cuarzo y feldespatos y el porcentaje restante corresponde a minerales ferromagnesianos (micas).

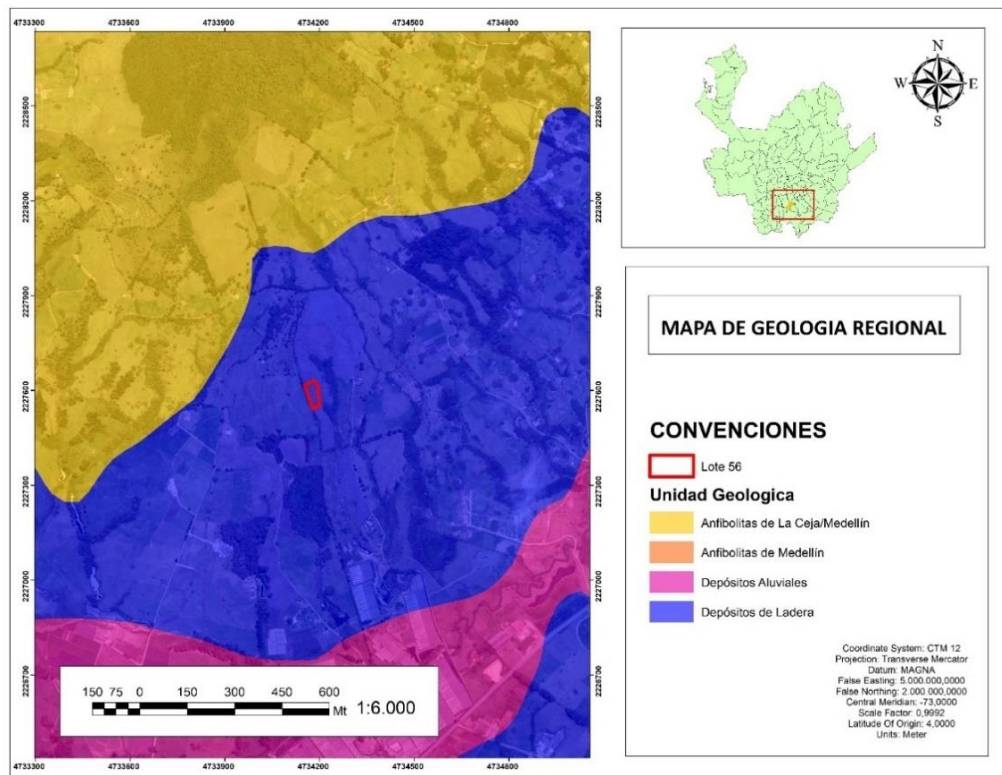


Figura 3. mapa geológico regional

5.4.2 Geología Local

El lote se localiza sobre Depósitos de vertiente como se observa en la Figura 4.

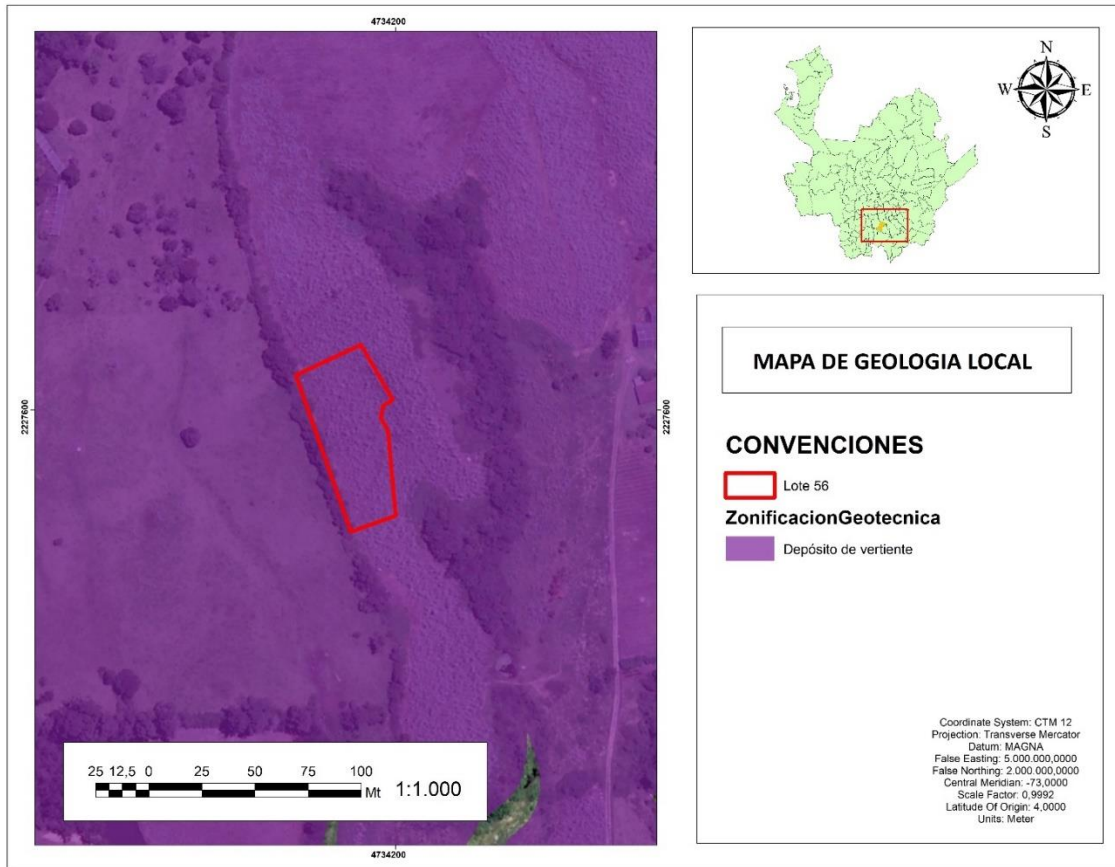


Figura 4. mapa geológico local

5.4.3 Geomorfología Regional

Superficies poco Incisada: Esta unidad se encuentra en inmediación a la llanura Aluvial del río Aburrá, presenta superficies planas con pendientes menores a 15° .

- Vertiente moderadamente Inclinada: Laderas cortas a largas, de forma cóncavo convexa y eventualmente recta, con pendiente escarpada, originado por socavación fluvial lateral o por procesos de erosión y movimientos en masa remontantes a lo largo de un drenaje.
- Lomos: Prominencias topográficas de morfología alomada o colinada, con cimas redondeadas y amplias, de laderas cortas a moderadamente largas de forma rectas, cóncavas y convexas, con índice de relieve bajo. Estas geformas son originadas por procesos de denudación intensos.
- Depresión topográfica: geforma alargada entre vertientes con superficie ondulada, presenta bajo relieve y se encuentra en una altura inferior a las laderas aledañas.

- Llanura de inundación: Superficie de morfología plana, baja a ondulada, eventualmente inundable. Se localiza bordeando los cauces fluviales, donde es limitado localmente por escarpes de terraza.

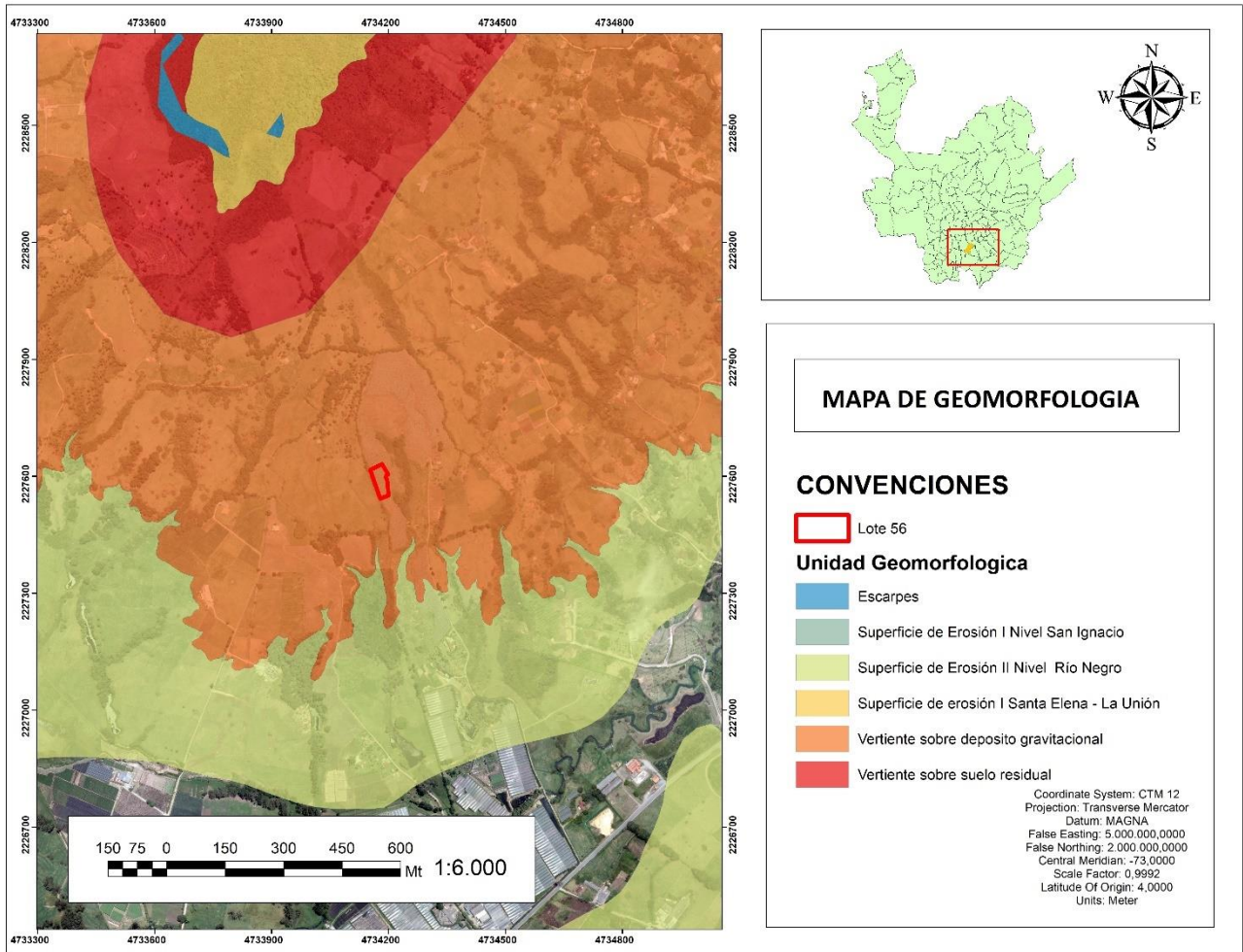


Figura 5. Mapa geomorfología

5.4.4 Geología Estructural

Medellín hace parte de la cordillera Central la cual hace parte del bloque andino, actualmente afectado por un campo de esfuerzos compresivos en dirección E-W producido por las placas Nazca y Suramérica. El desplazamiento a lo largo del Sistema Frontal Oriental es una combinación de tipo inverso y de rumbo lateral derecho, indicando que la región de los Andes del Norte está afectada por esfuerzos de tipo transpresivos. En el departamento de Antioquia, La Cordillera

Central se encuentra bajo la influencia de los Sistemas de Fallas Cauca – Romeral al occidente y Palestina al oriente, conservando hacia el centro del departamento un elipsoide encajado en medio de estos sistemas de fallas de dirección predominante NS.

5.4.5 Revisión de amenaza sísmica y mapa de sondeos

El geólogo también suministra el mapa de amenaza sísmica de la zona y el mapa de ubicación de los sondeos.

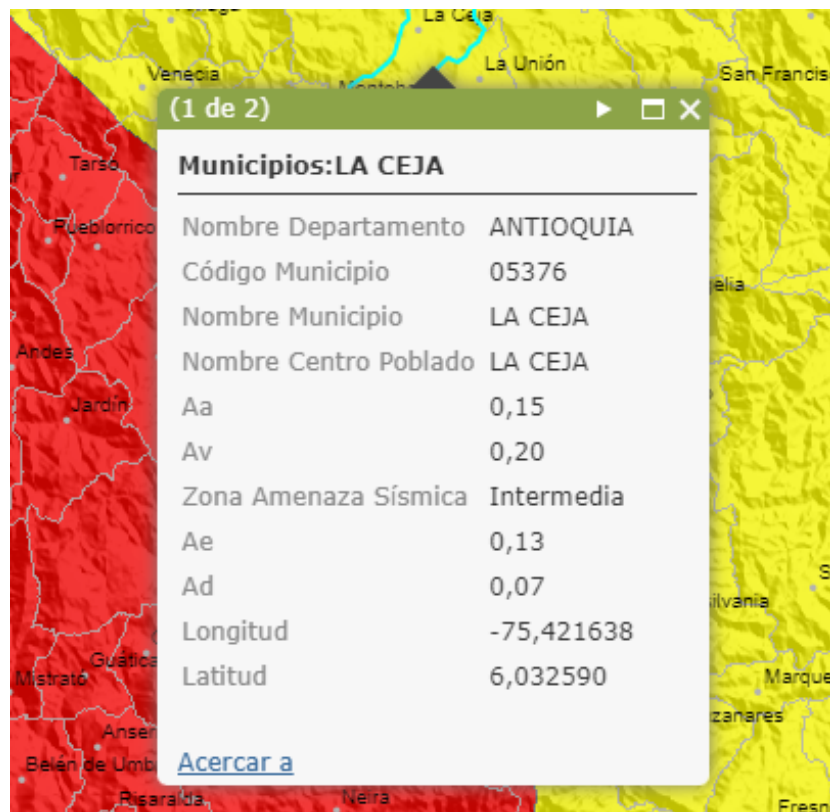


Figura 6. Mapa sísmico de Colombia NSR 10

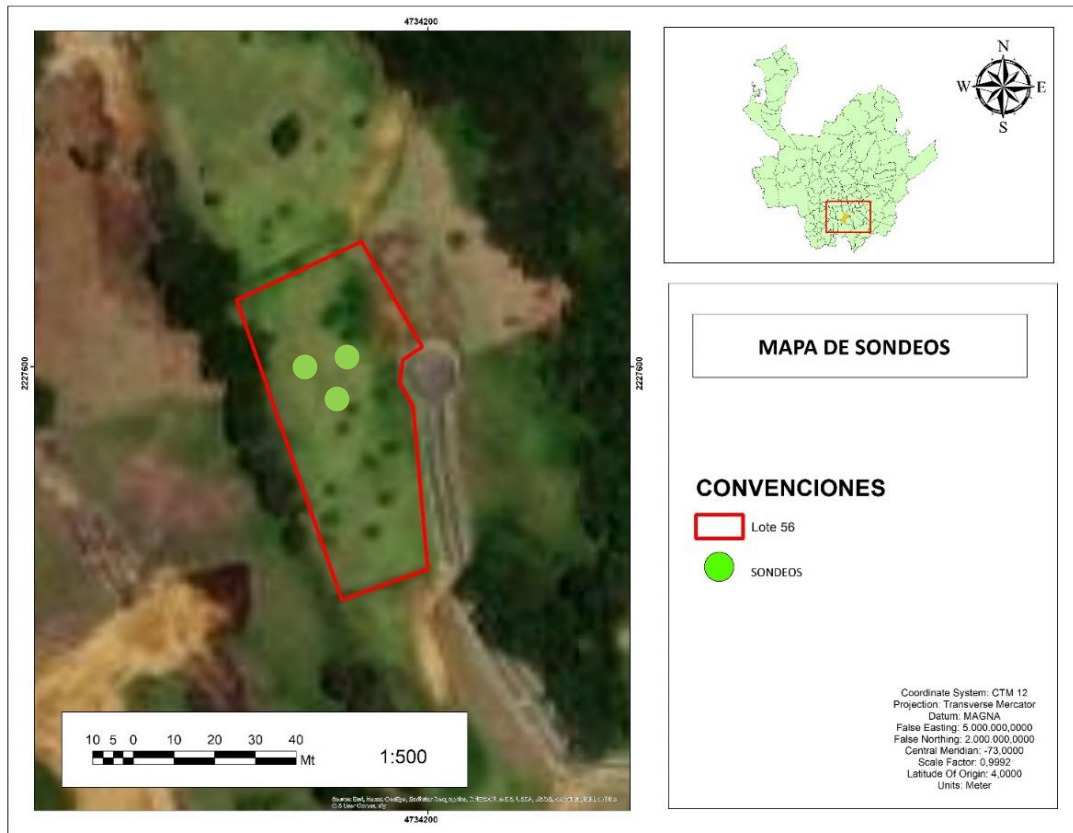


Figura 7. Ubicación de sondeos

5.5 Registro fotográfico

Registro fotográfico de cada una de las exploraciones y una de las muestras que más representen el suelo del lote.



Figura 8. Registro fotográfico

5.6 Parámetros sísmicos del estudio geotécnico

Se realiza una descripción de los parámetros sísmicos de la zona del lote para que una vez el ingeniero estructural tenga los datos del tipo de perfil del suelo, identifique la categoría de esta la zona de amenaza sísmica, los movimientos sísmicos de diseño y los valores de coeficientes de sitio para la elaboración del diseño estructural de la casa.

El análisis del comportamiento del suelo cuando está sometido a excitaciones causadas por eventos sísmicos en nuestra área de trabajo nos permite determinar sus características, y así prever sus efectos en la obra civil.

5.7 Zona de Amenaza Sísmica

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en la (N.S.R-10, Título A.2):

Municipio: **La Ceja.**

Zona de amenaza sísmica: **Intermedia.**

5.8 Movimientos Sísmicos de Diseño

Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro **Aa** , y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro **Av** , para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años (N.S.R-10, Título A.2.2). A continuación, se muestran los coeficientes de la zona en estudio en el municipio de la Ceja.

$$Aa = 0.15 \quad Av = 0.20 \quad Ae = 0.13 \quad Ad = 0.07$$

Aa: Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.

Av: Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño.

Ae: Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para diseño con seguridad reducida.

Ad: Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para el umbral de daño.

5.9 Tipo de Perfil De Suelo

El procedimiento para definir el tipo de perfil del suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio que se describieron en A.2.4.3.

A continuación, se realiza el procedimiento de clasificación para definir el perfil del suelo (N.S.R-10, A.2.4.5):

Paso 1: Debe verificarse si el suelo se clasifica tipo F, en cuyo caso se debe realizar un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotecnista siguiendo los lineamientos de A.2.10.

Paso 2: Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 Kpa ($0.50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$) un contenido de agua, **w**, mayor del 40%, y un índice de plasticidad, **IP**, mayor de 20. Si hay un espesor total, **H**, de 3 metros o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones el perfil se clasifica como tipo F.

Paso 3: El perfil se clasifica utilizando uno de los tres criterios: \check{V}_S , \check{N} , o la consideración conjunta de \check{N}_{ch} y \check{s}_u .

Para el presente informe no contamos con el \check{V}_S en los 30 metros superiores al perfil, por tal motivo utilizaremos el criterio basado en \check{N} que involucra todos los estratos del perfil (Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar)

Los tres criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E, se aplican así:

- a) \check{V}_S en los 30 metros superiores del perfil
- b) \check{N} en los 30 metros superiores del perfil
- c) \check{N}_{ch} para los estratos de suelos existentes en los 30 metros superiores que se clasifican como no cohesivos **IP<20** o suelo cohesivo que tiene **IP>20**, lo que indica un perfil mas blando.

Tabla 1. Criterios para la Clasificación del Perfil de Suelo (NSR10, 2010)

Tipo de perfil	\bar{v}_s	\bar{N} o \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm ²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)

Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil del suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\tilde{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n N_i} \quad (\text{A. 2. 4} - 2)$$

Donde:

N_i = número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ

De acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i. El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

Basado en los resultados de los ensayos de laboratorio, se evidencia que el suelo pertenece a suelos cohesivos hasta los 6 metros de profundidad, Número medio de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar:

Tabla 2. Tipo de perfil de Suelo (NSR10, 2010)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

$N = 7, 8 \therefore$ no está en el rango de $15 \leq N \leq 50$,

podemos determinar el tipo de perfil de suelo como:

Tipo E.

5.10 Valores de los Coeficientes de Sitio

Los coeficientes de sitio **F_a** y **F_v**, son dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, los cuales afectan la zona del espectro de periodos cortos y periodos intermedios, respectivamente.

En la tabla **A.2.4-3** se dan los valores del coeficiente **F_a** que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos cortos:

***F_a** = coeficientes de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, debida a los efectos de sitio.*

Tabla 3. Intensidad de los Movimientos Sísmicos F_a según valores A_a y A_v y tipo de suelo (NSR10, 2010)

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Para la presente estructura: **$F_a = 2.0$**

En la tabla **A.2.4-4** se dan valores del coeficiente **F_v** que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos intermedios:

Tabla 4. Intensidad de los Movimientos Sísmicos F_v según valores A_a y A_v y tipo de suelo (NSR10, 2010)

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

F_v = coeficientes de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debido a los efectos de sitio.

Para la presente estructura: **$F_v = 3.2$**

5.11 Ensayos de laboratorio

Se realizan los ensayos de laboratorio para la clasificación por el sistema unificado (USCS), la empresa ejecuto los siguientes ensayos: Límites de Atterberg, lavado sobre tamiz #200 y humedad natural.

En la exploración geotécnica se obtuvieron muestras remoldeadas e inalteradas de los materiales que conforman el subsuelo de la estructura en estudio, a las muestras extraídas se les realizaron los siguientes ensayos en laboratorio de clasificación:

Límites de Atterberg

Lavado sobre tamiz #200

Granulometría

Humedad natural

Densidad natural de los suelos

La resistencia a compresión simple se realizó por correlación con el ensayo S.P.T y las perforaciones se realizaron por medio del sistema de percusión. Las propiedades básicas mínimas de los suelos se determinaron con los ensayos de laboratorio, además se ejecuta un registro de las periferias de la zona para revisar la existencia de superficies inestables.

5.12 Muestras del Subsuelo

En campo se ejecutaron de 3 sondeos cada uno de 6.0 metros de profundidad, para un total de 18.0 metros lineales de perforación excavadas, de allí se extraen las muestras debidamente empacadas y selladas para que conserven sus características hasta el laboratorio, donde se realizan los ensayos y pruebas para determinar las propiedades geotécnicas del subsuelo, en la siguiente imagen se ve una de las muestras recuperadas in situ.

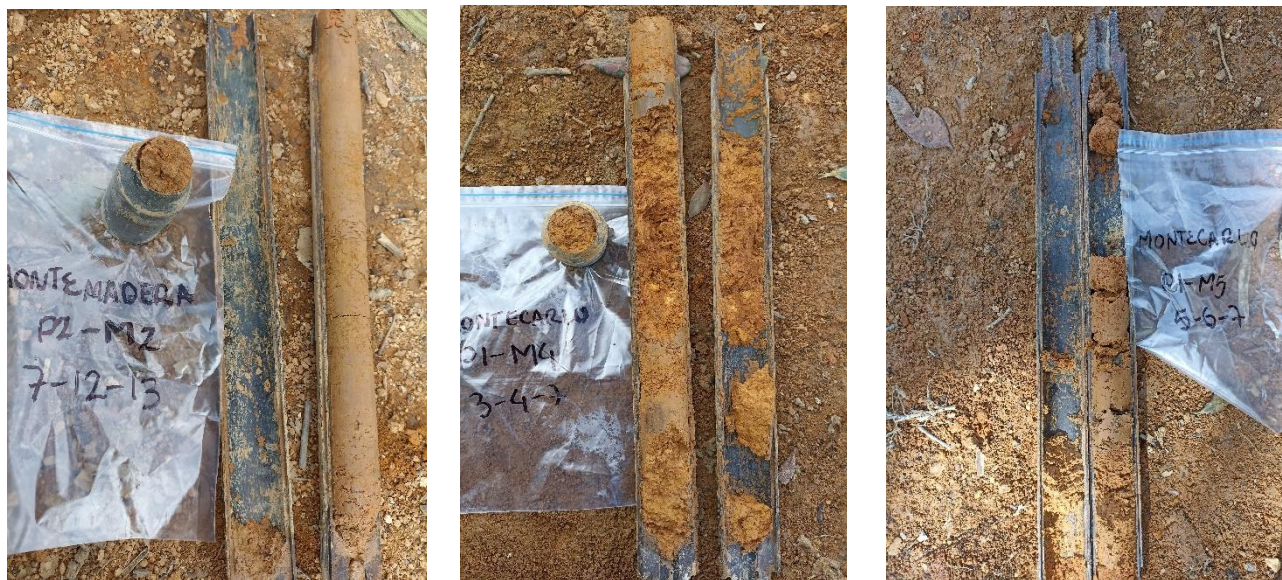


Figura 9. Muestras del Subsuelo

5.12.1 Propiedades del subsuelo

Con toda la información ya obtenida se pasa a realizar los cálculos matemáticos como las correlaciones del ensayo SPT para la obtención de los parámetros del suelo como ángulo de fricción, cohesión, módulo de elasticidad y módulos de reacción del suelo.

Los suelos tienen otros tipos de propiedades las cuales sirven para mejorar su clasificación y reconocer de mejor manera su comportamiento tanto para la capacidad portante como la resistencia al deslizamiento. Por otro lado, el comportamiento de los suelos está sujeto a la acción de fuerzas externas en ciertas circunstancias las cuales pueden cambiar el estado natural de este y cambiando su consistencia.

Para obtener estos parámetros efectivos se utilizan correlaciones empíricas a partir de los N obtenidos en las perforaciones de campo.

5.13 Ángulo de Fricción y Cohesión

Los valores del ángulo de fricción interna del suelo son obtenidos mediante los resultados de los ensayos de laboratorio de corte directo y triaxial, se realizó un análisis de las investigaciones de Terzaghi y Peck – 1948, Peck et al – 1953, Kishida – 1969, JNR(Japan National Railway) – 1999, JRB (Japan Road Bureau) – 1986, Hatanaka y Uchida – 1996 y Montenegro y González (Colombia) – 2014, estas investigaciones demostraron que la mejor correlación de N y ϕ es la de Peck, ya que su margen de error es el menor y es el más conservador.

Para la correlación entre el número de golpes (N campo) y el ángulo de fricción efectivo, se tienen diferentes fórmulas de distintos autores, esta sesión se desarrolló con base en la fórmula de Peck:

Esta relación se debe transformar a un a energía de e= 60% con el siguiente resultado:

$$Peck : \quad \phi = 27,1 + 0,3 * (N_1)_{60} - 0,00054 * (N_1)_{60}^2$$

$$C_N = 0.77 * \log\left(\frac{200}{\sigma}\right) \text{ para } \sigma \geq 2.5 \text{ ton/m}^2 \text{ según Peck}$$

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60}$$

Con los N (número de golpes en campo) se realizan los cálculos para conocer los valores de los parámetros del suelo (la resistencia al corte directo, resistencia al corte triaxial, el ángulo de fricción y cohesión del suelo en estudio), en las siguientes tablas se presentan los cálculos:

Tabla 5. Resultados de correlación de N golpes. PERFORACION 1

Profundidad (m) De	A	Ncampo (golpes)	σ' (t/m ²)	C_N	η_1	η_2	η_3	η_4	$(N_1)_{60}$	Φ	τ (t/m ²)	C_u (kN/m ²)
1	1.45	7	2,21	1,5	0,5	0,75	1	1	4	29	1,22	1,07
2	2.45	17	4,01	1,3	0,5	0,75	1	1	8	31	2,41	2,06
3	3.45	7	5,81	1,2	0,5	0,75	1	1	3	29	3,22	2,81
4	4.45	11	7,61	1,1	0,5	0,75	1	1	5	29	4,22	3,69
5	5.45	13	9,41	1,0	0,5	0,75	1	1	5	30	5,43	4,70
6	6.45	10	11,21	1,0	0,5	0,75	1	1	4	29	6,21	5,43

Tabla 6. Resultados de correlación de N golpes. PERFORACION 2

Profundidad (m) De	A	Ncampo (golpes)	σ' (t/m ²)	C_N	η_1	η_2	η_3	η_4	$(N_1)_{60}$	Φ	τ (t/m ²)	C_u (kN/m ²)
1	1.45	6	2,21	1,5	0,5	0,75	1	1	3	29	1,22	1,07
2	2.45	25	4,01	1,3	0,5	0,75	1	1	12	34	2,70	2,24
3	3.45	10	5,81	1,2	0,5	0,75	1	1	4	29	3,22	2,81
4	4.45	14	7,61	1,1	0,5	0,75	1	1	6	30	4,39	3,80
5	5.45	24	9,41	1,0	0,5	0,75	1	1	9	32	5,88	4,98
6	6.45	23	11,21	1,0	0,5	0,75	1	1	8	32	7,00	5,94

Tabla 7. Resultados de correlación de N golpes. PERFORACION 3

Profundidad (m) De	A	Ncampo (golpes)	σ' (t/m ²)	C_N	η_1	η_2	η_3	η_4	$(N_1)_{60}$	Φ	τ (t/m ²)	C_u (kN/m ²)
1	1.45	8	2,21	1,5	0,5	0,75	1	1	4	29	1,22	1,07
2	2.45	13	4,01	1,3	0,5	0,75	1	1	6	30	2,31	2,00
3	3.45	10	5,81	1,2	0,5	0,75	1	1	4	29	3,22	2,81
4	4.45	8	7,61	1,1	0,5	0,75	1	1	3	29	4,22	3,69
5	5.45	19	9,41	1,0	0,5	0,75	1	1	7	31	5,65	4,84
6	6.45	20	11,21	1,0	0,5	0,75	1	1	7	31	6,73	5,77

5.14 Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad se determinó usando las fórmulas propuestas por Bowles (1969), en la cual se proponen varias ecuaciones para los distintos materiales, para los suelos encontrados en la zona de estudio en donde quedarán las cimentaciones del proyecto se utilizó la siguiente expresión:

$$E_s \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right] = 30 * (N + 6) \therefore \text{limo arenoso}$$

5.15 Módulo de Reacción del Suelo

Conocido como coeficiente de balastro o Modulo de Winkler, es un coeficiente que representa el contacto dinámico entre la base y la estructura (Interacción suelo-estructura), este parámetro asocia

la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación del suelo mediante la relación entre la tensión de la placa y el asentamiento de la misma. Este parámetro es calculado con base en los resultados del módulo de elasticidad (E_s) y calculado por el tipo de material de acuerdo a las fórmulas en (Foundation Analysis and Design, Joseph E, Bowles.)

Tabla 8. Resultados consolidados de las 3 perforaciones

PERFORACIÓN 1				PERFORACIÓN 2			
Profundida d [m]	N [golpes]	E_s [Ton/m ²]	K_s [Ton/m ³]	Profundida d [m]	N [golpes]	E_s [Ton/m ²]	K_s [Ton/m ³]
1	7	390	780	1	6	360	720
2	17	690	1380	2	25	930	1860
3	7	390	780	3	10	480	960
4	11	510	1020	4	14	600	1200
5	13	570	1140	5	24	900	1800
6	10	480	960	6	23	870	1740

PERFORACIÓN 3			
Profundida d [m]	N [golpes]	E_s [Ton/m ²]	K_s [Ton/m ³]
1	8	420	840
2	13	570	1140
3	10	480	960
4	8	420	840
5	19	750	1500
6	20	780	1560

5.16 Caracterización geotécnica del subsuelo

En la caracterización geotécnica se reúne la información resumen más importante ya que se trae a colación el tipo de material que se obtuvo en las ensayos de laboratorio el cual fue un limo arenoso y con esto se traen los cálculos de las correlaciones, en casos particulares se realizan ensayos adicionales como ensayos de corte directo consolidado drenado el cual desde laboratorio arroja los parámetros del suelo los cuales dieron, ángulo de fricción $32,4^\circ$ y cohesión $14,16 \text{ kn/m}^2$ también se tiene el peso unitario por medio de unas tablas que tiene la empresa.

En el presente apartado se definen el número mínimo y la profundidad de los sondeos exploratorios del subsuelo, los cuales dependen del tamaño de la edificación propuesta (categoría de unidad de construcción), se definen sus parámetros sísmicos y la exploración de campo la cual consiste en la ejecución de apiques, trincheras, perforación o sondeo con muestreo o sondeos estáticos o dinámicos, con el fin de conocer y caracterizar el subsuelo afectado por el proyecto. Posteriormente, se procede a ejecutar pruebas directas o indirectas sobre los materiales encontrados para la ejecución de ensayos de laboratorio. La exploración debe ser amplia y suficiente para buscar

un adecuado conocimiento del subsuelo hasta la profundidad afectada por la construcción, teniendo en cuenta la categoría del proyecto, el criterio del ingeniero geotecnista y lo dispuesto en las tablas H.3.1-1. Y H.3.2-1.

Tabla 9. Resultados Parámetros Geotécnicos

Resumen Geotécnico			
Material	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kN/m ²)	Peso unitario (kN/m ³)
Limo arenoso	32,4	14,16	18

5.16.1 Recomendaciones para diseño de cimentaciones

En esta parte se realizan las recomendaciones de profundidad de desplante, tipo de cimentación y cálculo de capacidad portante para dicha cimentación.

5.17 Profundidad de Desplante

Es la profundidad en la cual el ingeniero geotecnista se basa para realizar la recomendación de cimentación, tomando en cuenta los estratos encontrados en las perforaciones y sus características geomecánicas para una capacidad de carga óptima que garantice la estabilidad del proyecto.

Analizando la estratigrafía del terreno, los ensayos de laboratorio y las características estructurales del proyecto, se determina que la cimentación es superficial, con desplante en el nivel del depósito tipo limo arenoso de color naranja rojizo.

Para fundación superficial la profundidad de desplante recomendado será de 1,50 metros contados desde la superficie donde se construirá.

5.18 Tipo de Cimentación

Basados en el perfil estratigráfico encontrado y analizado en la zona de estudio, recomendamos utilizar cimentaciones superficiales, de manera que se transmita las cargas a los estratos de suelo razonablemente homogéneos y de resistencias a compresiones medias o altas. A partir de las exploraciones realizadas en el sitio, la determinación de los parámetros geomecánicos y la configuración del sistema estructural se plantea esta alternativa para el sistema de cimentaciones

5.18.1 Zapatas aisladas: pueden ser centradas, de medianería o de esquina y están situadas bajo los pilares o columnas. Las zapatas aisladas pueden unirse entre sí por medio de vigas de atado o soleras, con el fin de evitar desplazamientos laterales, en especial si construimos en zona sísmica. Las zapatas de medianería y esquina deben estar unidas a otras zapatas contiguas con vigas centradoras para absorber su excentricidad.

Recomendamos cimentar la estructura en Zapatas aisladas a una profundidad de 1,50 metros desde el terreno, si se presenta la presencia de materiales blandos como escombros retirar y reemplazar por concreto ciclópeo, las zapatas deberán ir unidas por vigas de amarre para disminuir los asentamientos diferenciales que se puedan presentar, las dimensiones de las vigas de amarre serán definidas por el ingeniero calculista. Al excavar el suelo de cimentación proteger el fondo con un solado de concreto pobre según la norma NSR-10, para evitar remoldeo y/o alteración del suelo por lluvias.



Figura 10. Ejemplo zapata aislada. Fuente: El autor

5.19 Capacidad Portante

Tabla 10. Cálculos y resultados de Capacidad Portante.

B =	1,00	[m]	f =	32,40	[°]	ca =	0,00	
L =	1,00	[m]	d =	0,00	[°]	g =	18,00	[kN/m ³]
D =	1,50	[m]	b =	0,00	[°]	q _v =	0,00	[kN/m ²]
ecc.B =	0,00	[m]	h =	0,00	[°]	q _o =	0,00	[kN/m ²]
ecc.L =	0,00	[m]	c =	14,16	[kN/m ²]	FS =	3,00	

Meyerhof:		Vesic:		Hansen:		Terzaghi:	
Nq =	24,29527039	Nq =	24,29527039	Nq =	24,29527039	Nq =	28,517
Nc =	36,70747247	Nc =	36,70747247	Nc =	36,70747247	Nc =	44,036
Ng =	23,58986225	Ng =	32,10573346	Ng =	22,1754422	Ng =	36,888

Factor de forma		Factor de forma		Factor de forma		Factor de forma	
sc =	1,661747287	sc =	1,661861707	sc =	1,661861707	sc =	1,3
sq = sg =	1,330873643	sq =	1,634619298	sq =	1,634619298	sg =	0,8
		sg =	0,6	sg =	0,6		

Factores de profundidad		Factores de profundidad		Factores de profundidad	
dc =	1,545697974	dc =	1,010469584	dc =	1,010469584
dq = dg =	1,272848987	dq =	1,023682907	dq =	1,023682907
		dg =	1	dg =	1

Factor de inclinación		Factor de inclinación		Factor de inclinación	
ic = iq =	1	ic =	1	ic =	1
ig =	1	iq =	1	iq =	1
		ig =	1	ig =	1

Kp =	3,308736434	F. inclin. Cimentación		F. inclin. Cimentación	
		bc =	1	bc =	1
		bq = bg =	1	bq =	1
				bg =	1

F. de inclin. Terreno		F. de inclin. Terreno	
gc =	1	gc =	1
gq = gg =	1	gq = gg =	1

Capacidad Portante:		Capacidad Portante:		Capacidad Portante:		Capacidad Portante:	
q _{ult} =	2805,95	q _{ult} =	1980,13	q _{ult} =	1988,63	q _{ult} =	1846,17 [kN/m ²]
q =	2805,95	q =	1980,13	q =	1988,63	q =	1846,17 [kN]
Q _{amm} =	935,32	Q _{amm} =	660,04	Q _{amm} =	662,88	Q _{amm} =	615,39 [kN/m ²]

LEYENDA

B = Ancho de la cimentación
 L = Longitud de la cimentación
 D = Profundidad de la cimentación
 ecc.B = Excentricidad en B
 ecc.L = Excentricidad en L
 f = Angulo de fricción
 d = A. inclinación del terreno de fundación.
 b = A. inclinación de la carga
 h = Inclinación de la cimentación
 c = Cohesión
 ca = Adhesión a la base de la fundación
 g = Peso específico del suelo
 q_v = Comp. Vertical de la carga
 q_h = Comp. Horizontal de la carga
 Kp = Coeficiente de empuje pasivo
 Af = Area efectiva de la cimentación
 FS = Factor de seguridad
 q = Capacidad portante

La capacidad de carga del suelo para zapatas, por Terzaghi es de 615,39 kN/m² a 1,50 metros de profundidad desde el nivel del terreno.

Se elige **Terzaghi** debido a que es el método más conservador.

5.20 Cálculo de asentamientos

Para finalizar el informe se realiza el cálculo de los asentamientos de la estructura.

El asentamiento de una cimentación se puede dividir en dos categorías, asentamiento elástico y el asentamiento por consolidación. El asentamiento elástico o inmediato tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. El asentamiento por consolidación ocurre al paso del tiempo. (NSR-10, TITULO H – H.4.8). Para este análisis se consideró una carga de 150 kN/m².

El asentamiento total de una cimentación es la suma del asentamiento elástico y del asentamiento por consolidación.

$$S_{total} = S_e + S_c$$

Asentamiento elástico (S_e): el asentamiento elástico de una cimentación superficial se puede estimar utilizando la teoría de la elasticidad, de la ley de Hooke. Si la cimentación es flexible, el asentamiento se puede expresar como (Bowles, 1987):

$$S_e = q_0 * (\alpha * B') * \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} * I_s * I_f$$

En la cual q_0 = Presión neta aplicada sobre la cimentación

μ_s = Relación de Poisson del suelo

E_s = Módulo de elasticidad del suelo

$B' = \frac{B}{2}$ para el centro de la cimentación

I_s = Factor de forma (Steinbrenner, 1934)

I_f = Factor de profundidad (Fox, 1948)

α = Factor de ubicación del asentamiento en la cimentación

Debido a la naturaleza no homogénea de los depósitos de suelo, la magnitud de E_s puede variar con la profundidad. Por esta razón, Bowles (1987) recomendó utilizar un promedio ponderado de E_s .

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} * \Delta z}{z}$$

En la cual $E_{s(i)}$ = Módulo de elasticidad del suelo dentro de una profundidad Δz

z = espesor del estrato de suelo ó $5B$, el que sea menor

Asentamiento por consolidación (S_c): el asentamiento por consolidación es cuando cargado el suelo, la reducción de volumen se debe a la expulsión del agua y se transfiere la carga soportada por el agua al esqueleto mineral, (Terzaghi, 1925), Este asentamiento ocurre con el paso del tiempo en suelos arcillosos saturados. Con base en las ecuaciones del asentamiento por consolidación unidimensional en (Brajaj M, Das – Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, Capítulo 1) tenemos la siguiente expresión:

$$S_c = \frac{C_c * H_c}{1 + e_0} * \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_0}$$

En la cual $C_c =$ índice de compresión

$H_c =$ Espesor del estrato de arcilla

$e_0 =$ Relación de vacíos inicial del estrato de arcilla

$\sigma'_0 =$ presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de cimentación

$\Delta\sigma'_{prom} =$ Incremento promedio en la presión efectiva sobre el estrato de arcilla+

El incremento promedio de la presión efectiva se realiza con la siguiente fórmula basada en la teoría de (Griffiths, 1984), así:

$$\Delta\sigma'_{prom} = q_0 * \left[\frac{H_2 * I_a(H_2) - H_1 * I_a(H_1)}{H_2 - H_1} \right]$$

En la cual $H_{(i)} =$ Profundidad del estrato

$I_{i(Hi)} =$ Factor de influencia de Griffiths

Tabla 11. Resultados de Asentamientos

Resumen de Asentamientos (mm)	
Asentamiento elástico (Se)	8,9
Asentamiento primario (Scp)	0,8
Asentamiento total (St)	9,8

Varios de los investigadores y reglamentos de construcción han realizado recomendaciones para los valores máximos de los asentamientos con base en el tipo de cimentación. Skempton y McDonald (1956) propusieron unos valores máximos para los asentamientos y distorsiones que ocurren en las construcciones, en la tabla se describen las magnitudes propuestas. También cumplimos con la NSR – 10, Título H.4.9.2 Límites de asentamientos totales.

En nuestro proyecto el asentamiento calculado es menor al permitido $9,8 \text{ mm} < 32 \text{ mm}$ para las zapatas.

6. CONCLUSIONES

- Gracias a la tecnología existente actualmente se optimiza tiempo y dinero debido a que hay gran variedad de programas, aplicaciones e información satelital en internet de cualquier zona de interés. Esto se evidencia principalmente en las unidades de construcción de categoría I, pues debido a que en áreas pequeñas los suelos no presentan gran variación.
- Se presentó lo más resumido posible la información requerida por la norma y por curaduría urbana que son quienes revisan y avalan las licencias de construcción y la experiencia de la empresa Rennova S.A.S pues se presentó información no exigida por la norma pero que complementan adecuadamente el estudio geotécnico de manera tal que pueda ser comprendido y asimilado más fácilmente.
- Aunque no se encontraron manuales para realizar estudios geotécnicos como base para realizar este manual, la información contenida en el presenta trabajo se plasmó de la manera más entendible posible para un profesional con poca experiencia en temas de estudios geotécnicos para unidades de construcción de categoría I que fue el que se trató en este informe.

7. REFERENCIAS

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 - 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.