

ANÁLISIS DE LA RELACIÓN ENTRE LA COMPRESIÓN INCONFINADA Y LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS

MÓNICA JOHANNA CASTRO IRREÑO



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA
2018**

**ENTRE LA COMPRESIÓN INCONFINADA Y LA PRUEBA DE PENETRACIÓN
ESTÁNDAR (SPT) PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE
SOPORTE DE SUELOS**

MÓNICA JOHANNA CASTRO IRREÑO

Trabajo de grado para optar el título de Magíster en Geotecnia

Directora:

LUZ MARINA TORRADO

Magíster en Geotecnia

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA**

2018

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	17
1. OBJETIVOS.....	18
1.1 OBJETIVO GENERAL	18
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
2. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA	19
2.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO, ZONA DE ESTUDIO	19
2.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	20
2.2.1 Flanco Occidental del Macizo de Santander.....	21
2.2.2 Flanco Oriental del Macizo de Santander	23
2.2.3 Área Central del Macizo de Santander	24
2.3 GEOMORFOLOGÍA.....	25
2.3.1 Vereda Casiano	25
2.4 GEOLOGÍA REGIONAL.....	25
3. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.....	29
4. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS	30
4.1 DETERMINACIÓN DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DE SUELOS O GRANULOMETRIA.....	30
4.2 LIMTES DE ATTERBERG	31
4.3 COMPRESIÓN INCOFINADA	31
5. RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO	33
5.1 PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN	39
5.1.1 Corrección por energía	39
5.1.2 Corrección por confinamiento	43
5.2 RESULTADO DE ENSAYOS.....	46

5.2.1 Clasificación de los suelos	46
5.2.2 Compresión Inconfinada	46
6. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	49
6.1 INTERPRETACIÓN DE DATOS	49
6.1.1 Correlación utilizada para el cálculo del peso unitario	49
6.1.2 Compresión inconfinada vs peso unitario	50
6.1.3 Cohesion C_u	52
6.1.4 Q_{adm}	52
6.1.5 Capacidad de soporte	53
7. CONCLUSIONES	61
BIBLIOGRAFÍA.....	63

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

	Pág.
Fotografía 1. Ubicación del lote	33
Fotografía 2. Apique a 6 metros de profundidad.....	36
Fotografía 3. Sondeos 3 y 6.....	38

LISTA DE GRÁFICAS

	Pág.
Gráfica 1. N SPT corregido	35
Gráfica 2. Corrección por energía	43
Gráfica 3. Corrección N1 (60)	45
Gráfica 4. $q_u(\text{KN/m}^2)$ vs $\rho (\text{KN/m}^3)$	51
Gráfica 5. q adm vs N spt	58
Gráfica 6. q adm vs q_u	59

LISTA DE ILUSTRACIONES

	Pág.
Ilustración 1. Localización del proyecto	19
Ilustración 2. Mapa estructural de Colombia. Falla Santa Marta-Bucaramanga	20
Ilustración 3. Distribución de fallas y de las fallas supuestas en la vecindad de la Falla de Bucaramanga. Macizo de Santander. Cordillera Oriental.	23
Ilustración 4. Mapa geológico del sitio en estudio.....	26
Ilustración 5. Geología del sitio en estudio	28
Ilustración 6. Perfil del Suelo	29
Ilustración 7. Ensayo de compresión inconfiada.....	32
Ilustración 8. Localización de sondeos y apique.....	37
Ilustración 9. Localización de sondeos	38
Ilustración 10. Factor de eficiencia e_1 , función del mecanismo de liberación del martillo	40
Ilustración 11. Factor de eficiencia e_2 , en función del peso del yunque	41
Ilustración 12. Factor de eficiencia e_3 , en función de m	41

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Tamaño máximo nominal del suelo	30
Tabla 2. N SPT corregido	34
Tabla 3. Corrección por energía	41
Tabla 4. Corrección N1 (60).....	44
Tabla 5. Resumen clasificaciones.....	46
Tabla 6. Resumen ensayo de compresión inconfiada a muestras alteradas e inalteradas	47
Tabla 7. Cohesión cu	52
Tabla 8. q adm de zapatas cuadradas.....	53

LISTA DE ECUACIONES

	Pág.
Ecuación 1. Corrección por energía.....	39
Ecuación 2. Resistencia a la penetración normalizada al 60% de la energía N60, función de la resistencia a la penetración N y la energía de la barra de perforación en % E _{Ri}	39
Ecuación 3. Skempton, 1986. N60.....	40
Ecuación 4. Velocidad propagación de corte.....	49
Ecuación 5. Peso unitario en función del n de spt.	50
Ecuación 6. Relación compresión inconfiada alterada e inalterada vs peso unitario.....	51
Ecuación 7. q adm vs n spt.....	58
Ecuación 8. q adm vs q _u	59

LISTA DE ANEXOS

(Ver anexos adjuntos en el CD y pueden visualizarlos en la Base de Datos de la Biblioteca UIS)

ANEXO A. Ensayos de Laboratorio

ANEXO B. Tabulación de Resultados

GLOSARIO

Prueba de Compresión Simple: Tipo de prueba triaxial no consolidada no drenada, en la que la presión de confinación $\sigma_3=0$.

Prueba de Penetración Estándar (SPT): Método de exploración de suelos que consiste en hincar un tomamuestra de tubo partido, mediante el golpeo en caída libre de un martillo sobre un yunque, donde el número de golpes (N), es la resistencia que ejerce él toma muestra a ser incido en el suelo las ultimas 12" en una prueba de hincado¹ de 18.

Exploración Sondeo: Perforación en la que el terreno se extrae a la superficie para su posible análisis posterior²

Exploración Apique: Es un tipo de exploración manual que permite extraer muestras de suelo para ser empleadas en el reconocimiento del terreno.

Toma de muestras: La toma de muestras es una operación delicada e importante; delicada porque no es fácil cortar y subir una porción de terreno situado a una gran profundidad, en las mejores condiciones posibles; importante porque son las muestras las que van a permitir estudiar en el laboratorio el terreno y determinar la carga resistente. Para esto sería necesario que la muestra represente al suelo tal como éste se encuentra en su estado natural, inmerso en el terreno; pero esto casi es imposible, ya que la misma extracción altera, a menudo

¹ ASTM D 1586-11. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.2011.

² GONZALES CABALLERO Matilde. El Terreno. Ediciones UPC. Barcelona. 2001. p. 124

de una forma importante, las características de la muestra, en particular su compacidad³.

Muestra Inalterada: Muestra representativa del suelo que conserva las mismas condiciones que tenía en el sitio⁴.

Muestra Alterada: Muestra del suelo que no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede⁵.

Capacidad de soporte: Capacidad del suelo para soportar determinada carga.

³ EDITORES TECNICOS ASOCIADOS, S.A. Mecánica de Suelos. Editores Técnicos Asociados, S.A. Barcelona. 1975. p. 111.

⁴ CRESPO VILLALAZ. Mecánica de suelos y Cimentaciones. Limusa. México. 2004. p. 29.

⁵ Ibid.

RESUMEN

TÍTULO: Análisis de la relación entre la compresión inconfiada y la prueba de penetración estándar (SPT) para la determinación de la capacidad de soporte de suelos*

AUTORA: Mónica Johanna Castro Irreño**

PALABRAS CLAVE: Capacidad de soporte, compresión inconfiada, SPT.

DESCRIPCIÓN:

En gran parte de las ocasiones, el tiempo constituye para el ingeniero un factor determinante para el estudio y diseños de una obra, con el fin de brindar soluciones efectivas y rápidas que a su vez resulten económicamente viables. Es por esto que se recurre a métodos que garanticen obtención de información geotécnica necesaria y válida para el desarrollo de los diseños mediante procesos de análisis y confiabilidad.

El ensayo de compresión inconfiada y el ensayo de SPT se han convertido en ensayos importantes para la realización de caracterización del suelo. Ambos ensayos han venido evolucionando y han sido acogidos a nivel mundial para el estudio de la geotecnia. Cada ensayo tiene una metodología para su realización y una normatividad vigente. Para el caso de éste proyecto se utilizó las normas INVIAS versión 2013, donde se encuentran plasmados los pasos para su correcta realización.

Este proyecto consistió en encontrar una correlación para la determinación de la capacidad de soporte de un suelo limo arenoso en función de los parámetros de N de SPT y compresión inconfiada a diferentes profundidades, permitiendo obtener información rápida y necesaria para la determinación de la capacidad de soporte de los suelos para poder ser utilizada en las cimentaciones y determinar la variabilidad de las propiedades del suelo.

Los resultados obtenidos muestran una correlación en función exponencial, con un coeficiente de relación R de 0.9054, lo que indica una buena correlación.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela De Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia. Director: MSc. Luz Marina Torrado, Magíster en Geotecnia

ABSTRACT

TITLE: Analysis of the relationship between unconfined compression and the standard penetration test (spt) for the determination of soil support capacity*.

AUTHOR: Mónica Johanna Castro Irreño**

KEYWORDS: Support capacity, unconfined compression, and standard penetration test.

DESCRIPTION

In most of the occasions, time is for the engineer a determining factor for the study and design of a work, in order to provide effective and fast solutions that in turn are economically viable. That is why we resort to methods that guarantee obtaining necessary and valid geotechnical information for the development of the designs through analysis and reliability processes.

The unconfined compression test and the SPT test have become important tests for the realization of soil characterization. Both trials have been evolving and have been accepted worldwide for the study of geotechnics. Each trial has a methodology for its implementation and current regulations. In the case of this project, the INVIAS version 2013 standards were used, where the steps for its correct execution are shown.

This project consisted in finding a correlation for the determination of the support capacity of a sandy loam soil based on the N SPT parameters and unconfined compression at different depths, allowing to obtain fast and necessary information for the determination of the support capacity of the soils to be used in the foundations and to determine the variability of soil properties.

The results obtained show a correlation in exponential function, with a coefficient of relationship R of 0.9054, which indicates a good correlation.

* Project of grade

** Faculty of Physical-Mechanical Engineering. School Of Civil Engineering. MSc in Geotechnics. Director: MSc. Luz Marina Torrado, Master in Geotechnics

INTRODUCCIÓN

El ensayo de penetración estándar SPT representa uno de los métodos más utilizados a nivel mundial para exploración geotécnica, debido a que existen muchas correlaciones de los resultados de éste con los parámetros geotécnicos de cohesión, ángulo de fricción y resistencia a compresión, los cuales son importantes para la determinación de la capacidad de soporte.

En la actualidad se cuentan con correlaciones entre el valor N del ensayo SPT y las propiedades del suelo, las cuales hacen que se pueda tener mejor resultado al hacer un estudio geotécnico. Estas correlaciones son usadas ampliamente en el diseño de diferentes estructuras debido a la facilidad de su uso.

En este proyecto fue planteado para brindar herramientas adicionales para la determinación de la capacidad de soporte del suelo en función de los parámetros de compresión Inconfinada y el valor de N del ensayo de SPT a diferentes profundidades, con el objetivo de contar con correlaciones propias para los suelos presentes en nuestro medio, para el caso de este proyecto la correlación está limitada a su utilización en los suelos Limo arenosos.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar la capacidad de soporte del suelo a partir de la resistencia a la compresión Inconfinada y el ensayo SPT obtenidos a diferentes profundidades.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

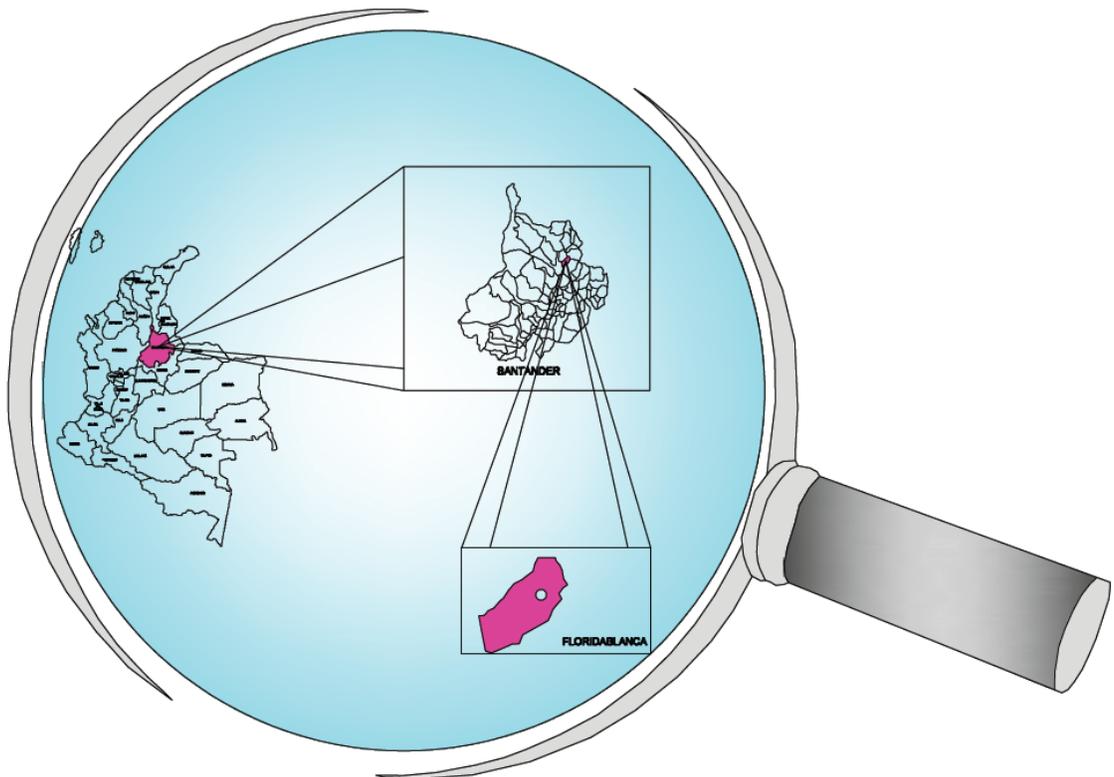
- Realizar la exploración de campo utilizando el ensayo SPT a diferentes profundidades.
- Ejecutar ensayos de compresión inconfinada con las muestras obtenidas del ensayo SPT.
- Determinar una ecuación que correlacione los valores de capacidad de soporte en base a los valores de N de SPT, con los parámetros obtenidos en la resistencia a compresión Inconfinada obtenida en Laboratorio.

2. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

2.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO, ZONA DE ESTUDIO

El área de estudio se localiza en el departamento de Santander, municipio Floridablanca, situado al sur oriente del casco urbano de Floridablanca, con una extensión de 97 Km², 263.095 habitantes en la vereda Casiano, límites entre Floridablanca y Piedecuesta. Ver Ilustración 1.

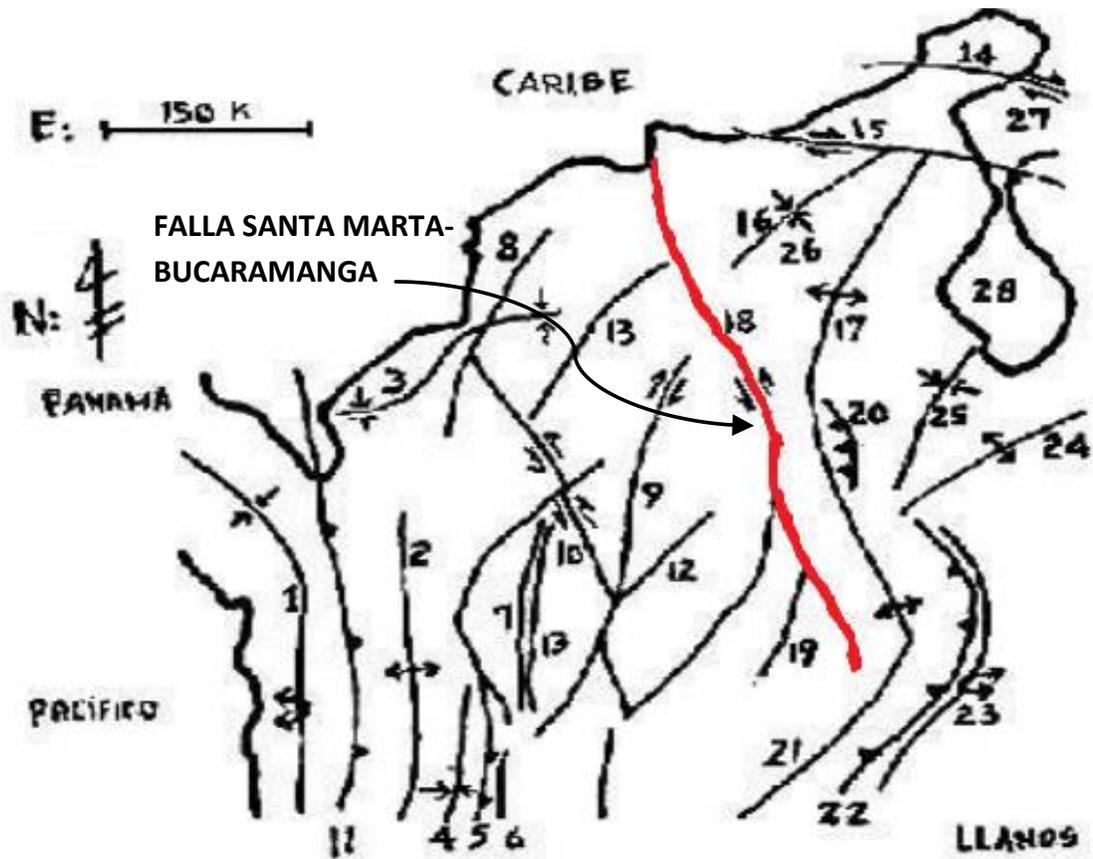
Ilustración 1. Localización del proyecto



2.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

La geología estructural se encuentra en una longitud 600 Km, al norte el aluvión que la cubre expresa topográficamente su actividad cuaternaria. Según perforaciones esta falla de dirección sudeste es una falla rumbo izquierdo con un desplazamiento de 110 Km, lo que explica la curvatura de la Cordillera Oriental⁶, (ver Ilustración 2).

Ilustración 2. Mapa estructural de Colombia. Falla Santa Marta-Bucaramanga



Fuente: Manual de Geología para Ingenieros

⁶ DUQUE-ESCOBAR, G. Energy Dynamics of SPT. Journal of the Geotechnical Engineering Division. 2011

La falla de Bucaramanga divide el área estudiada en dos grandes provincias estructurales: el Macizo de Santander al este y la región de la Mesa-meseta-cuenca al oeste.

En la parte norte del Macizo de Santander, rocas sedimentarias que originalmente, cubrieron el macizo, están preservadas en franjas remanentes alargadas, limitadas en un lado por fallas de dirección norte o noroeste. Sobre el flanco oeste del macizo, los bloques levantados están sobre los lados occidentales de las fallas, mientras que, sobre el oriental, los mismos bloques se hallan sobre los lados orientales. Esto da la impresión que durante el fallamiento posterior al cretáceo, la parte central del macizo se hundió o se asentó con relación a las áreas de los flancos.

En la parte sur del Macizo de Santander, fallas de dirección norte y noreste son prominentes. Aquí dos grandes áreas de rocas sedimentarias están preservadas en lo que parece ser cuencas estructurales o áreas complejamente falladas que se hundieron y luego fueron elevadas a sus actuales posiciones⁷.

2.2.1 Flanco Occidental del Macizo de Santander. Las fallas de dirección noreste son notables en la mitad sur de la zona III, particularmente en el área inmediata al este de la falla de Bucaramanga, Son más jóvenes o casi contemporáneos con ésta, porque donde la cortan la desplazan generalmente en un sentido lateral derecho y pocas veces en sentido lateral izquierdo.

Las fallas con desplazamiento lateral derecho, ocurren cerca del El Playón y varias fallas pequeñas, están en el sur, encontrándose una en Rionegro. El desplazamiento mayor, por lo menos de 750 m, ocurre a lo largo de la falla de Suratá, en Bucaramanga. Otras de dirección noreste con desplazamiento lateral

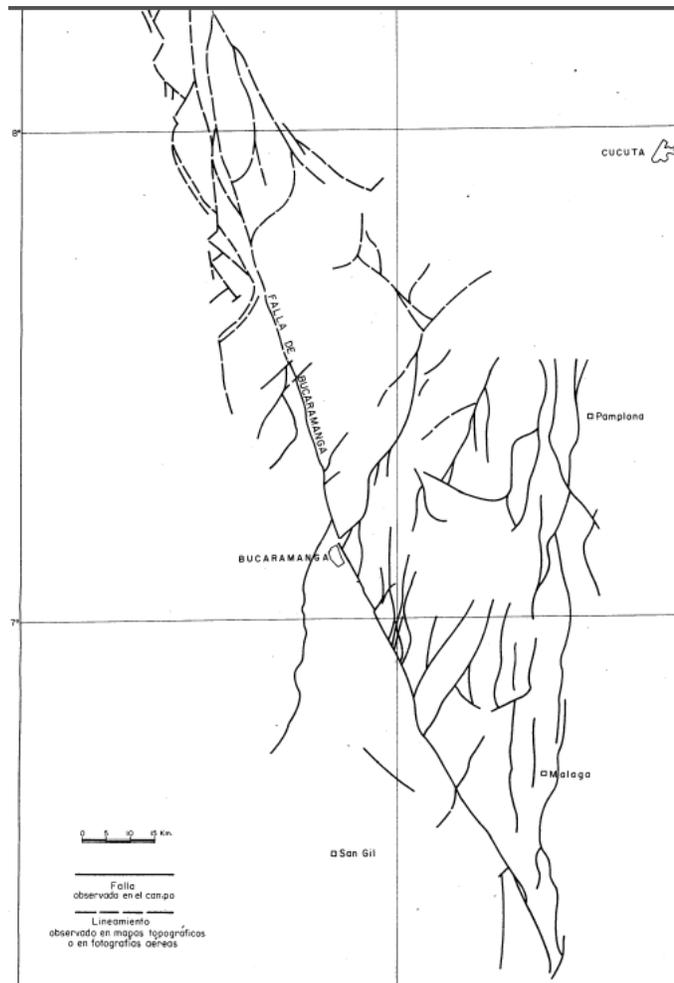
⁷ DWIGHT E. Y RICHARD GOLDSMITH, J.C. Mapa Geológico de Colombia, cuadrángulo H-12 Bucaramanga. 1973.

derecho, ocurren cerca de Piedecuesta y de Cepitá en la falla río Perchiquez. El sentido del desplazamiento es menos evidente en otros sitios, tales como a lo largo de la falla río Manco y de la falla río Umpalá. Movimiento lateral izquierdo de pequeño desplazamiento ocurrió en la falla de Sevilla, justamente al norte de los Curos. Este mismo pudo también haber ocurrido en dos fallas entre Rionegro y el Playón; pro la presencia de cubierta aluvial en los sitios críticos impide comprobarlo.

En algunas de estas fallas aparentemente hay también involucrado movimiento vertical. En la del norte de Piedecuesta desplaza la cuarzomonzonita de la Corcova en sentido opuesto al que efectúa la falla de Bucaramanga⁸. En la Ilustración 3 se muestra la distribución de las fallas presentes en el área de estudio.

⁸ Ibid.

Ilustración 3. Distribución de fallas y de las fallas supuestas en la vecindad de la Falla de Bucaramanga. Macizo de Santander. Cordillera Oriental.



Fuente: Instituto Colombiano de Geología y Minería. INGEOMINAS

2.2.2 Flanco Oriental del Macizo de Santander. Fallas mayores de dirección norte se extienden desde el borde norte hasta el área de Soatá. La mayoría parece ser normales, algunas tienen grandes desplazamientos que ponen en contacto rocas del Paleozoico inferior o del precámbrico, con rocas del terciario.

En ciertos lugares, el fallamiento muestra patrones imbricados con segmentos entrecruzados de dirección norte y noreste. El patrón de las fallas post-cretáceas en el área de Pamplona-Mutiscua es el levantamiento de las rocas más antiguas en los lados norte y este. El fallamiento pre-cretáceo ocurrió al norte de Mutiscua en las fallas Mutiscua y Sulasquilla y al sureste de Chitagá, en la de este mismo nombre. En las Mutiscua y Chitagá el movimiento pre-cretáceo fue opuesto al de las fallas post-cretáceas colocando estratos del Devónico y Pérmico a Carbonífero al lado oriental en contacto con rocas del pre-Devónico en el oeste⁹.

2.2.3 Área Central del Macizo de Santander. En esta área, donde las altitudes van de 3.000 a 4.500, las rocas están menos meteorizadas y mejor expuestas y en consecuencia, la estructura en muchos sitios está mejor definida que en las áreas de los flancos.

En la parte norte del macizo, donde predominan las rocas metamórficas del pre-Devónico, las orientaciones de las fallas varían de noreste a noroeste, con las direcciones norte noreste más comunes que las otras. En la mitad sur un área con rocas sedimentarias principalmente que van del Devónico al Terciario, los rumbos de los plegamientos y la mayor parte de las fallas mayores, caen dentro de un campo angosto de norte a noroeste. Fallas cortas, transversales de rumbo noreste a este, son numerosas en la parte oriental de esta área, pero no representan movimientos mayores.

⁹ Ibid.

2.3 GEOMORFOLOGÍA

La geomorfología del área en estudio guarda estrecha relación, con la historia y evolución geológica de la Cordillera Oriental, que tuvo su origen en la transgresión del Jurásico hasta principios del Cretáceo. Durante el levantamiento y posterior a éste, intervinieron fenómenos de orogénesis, tectonismo, vulcanismo y erosión que construyeron y modelaron una gran variedad de geoformas.

2.3.1 Vereda Casiano. Sector sin problemas de estabilidad, con pendientes cortas, convexas, conforma una amplia gama de pisos térmicos que van del cálido al frío, relieve ligeramente ondulado a escarpado. Los escarpes se han originado por combinación de fenómenos de tectonismo, fallamientos y erosión geológica.

2.4 GEOLOGÍA REGIONAL

Peb: Nombre propuesto por (Dwight E. y Richard Goldsmith, 1973)¹⁰, para el conjunto de rocas cristalinas de edad Precámbrico que aflora al oriente del Área Metropolitana. Se localiza al oriente del sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta, siendo su límite occidental fallado en dirección N30°W; de acuerdo a Mancera y Salamanca¹¹ los mejores afloramientos se encuentran al oriente del cementerio Las Colinas, el barrio Pan de Azúcar, sobre la vía que conduce a las antenas de RCN, al oriente del barrio Los Alares y en el carreteable de la vereda Vericute (municipio de Floridablanca).

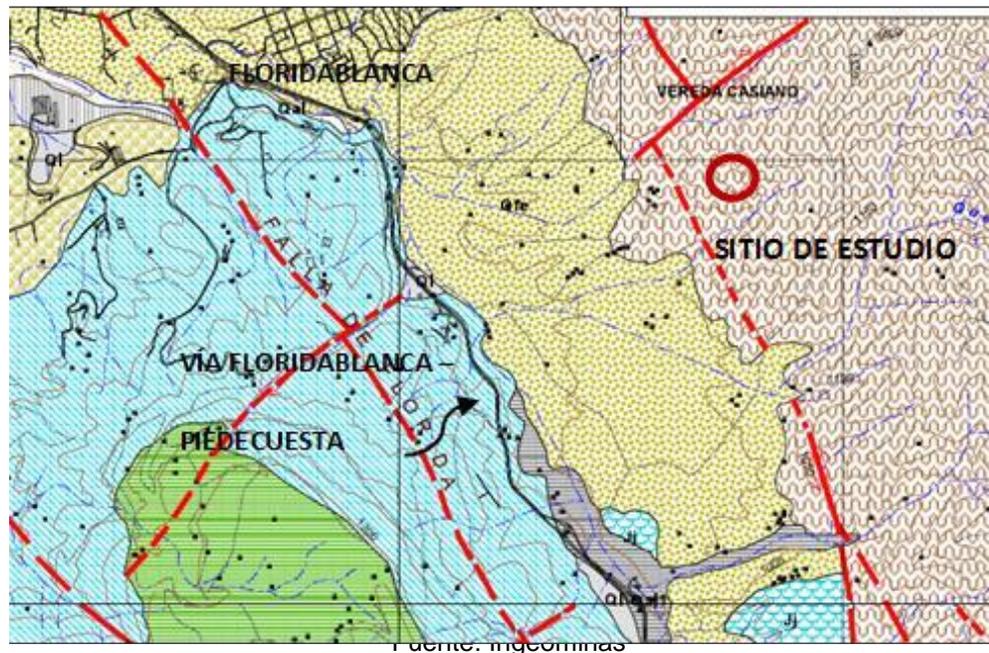
¹⁰ Ibid.

¹¹ CDMB. Amenaza de Inundación y Erosión en el río de Oro. 2005

Dicha unidad forma parte del Macizo de Santander, el cual se distingue por presentar relieve marcadamente sobresaliente por su elevada topografía, pendientes abruptas (entre 25° y 40°) y un patrón de drenaje dendrítico a subdendrítico y subparalelo.

Ésta unidad consta de rocas metamórficas de alto grado, con fábrica orientada y textura gruesa a media. Entre Floridablanca y Piedecuesta la foliación tiene orientación variable, indicativo de perturbaciones tectónicas severas, aunque con ligera tendencia hacia el noreste en la dirección del buzamiento de la foliación. Está compuesta, principalmente, de neis semipelítico, neis hornbléndico, anfibólita y esquisto; incluye también zonas de migmatitas¹² y es posible la existencia de rocas cataclásticas, cerca de los planos de las fallas principales. También se han detectado pequeñas cantidades de mármol.

Ilustración 4. Mapa geológico del sitio en estudio



¹² WARD, W. E. Geología del cuadrángulo H-12, Bucaramanga y H-13, Pamplona. 1973

Se encuentran dos tipos de neis: Uno de color blanco a rosado, constituido esencialmente por plagioclasa, cuarzo y feldespato potásico¹³. Debido a su aspecto masivo y a la ausencia de estratificación¹⁴, suponen un origen ígneo intrusivo primario y lo clasifican como Ortoneis. El otro es un paraneis, de color gris verdoso y alternancia de bandas máficas, principalmente anfibólicas y bandas félsicas cuarzofeldespáticas.

De los minerales constituyentes el único que se conserva casi inalterado es el cuarzo y la muscovita; esta última se presenta en láminas muy finas. Los feldespatos y ferromagnesianos, por lo general, se encuentran en estado de meteorización alta.

La mayoría de afloramientos del Neis de Bucaramanga se encuentran parcialmente saprolitizados, en estado de meteorización entre moderada y alta. Esta unidad litológica, en especial dentro de una franja aproximada de unos 500 metros paralela al sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta, se presenta intensamente fracturada y es altamente susceptible a fenómenos de remoción en masa que involucran saprolito y fragmentos de roca de tamaño diverso. Los desprendimientos ocurren en las laderas o cortes de talud y la roca superficial descompuesta es variable en espesor, con un promedio entre 3 y 8 metros¹⁵. En la Ilustración 5 se muestra la geología del sector.

¹³ ALIRIO, C. E. Geología y Geotecnia de la Zona Oriental del Área Metropolitana de Bucaramanga, Sector Morrórico-Floridablanca. Tesis de Grado. 1991.

¹⁴ WARD, Óp. Cit.

¹⁵ DWIGHT y RICHARD GOLDSMITH, Op. Cit.

Ilustración 5. Geología del sitio en estudio



Fuente: Ingeominas

Hacia el oriente del sistema de fallas Bucaramanga-Santa Marta, y sobre las cotas alrededor de 1400 y 1600 m.s.n.m, el Neis de Bucaramanga se presenta intruído por una masa de origen ígneo denominada Cuarzomonzonita de La Corcova (JRcg). Ward et al. (1973)¹⁶, le han asignado al Neis de Bucaramanga una edad de 940-945 m.a, debido a que puede reflejar el ciclo de Orogenia del Pre-Cámbrico.

Neis de Bucaramanga intensamente fracturado con meteorización moderada a alta en el corte de una carretera veredal, al oriente de Piedecuesta, cerca al sistema de fallas Bucaramanga - Santa Marta donde se presentan desprendimientos de roca y suelo.

¹⁶ WARD, Óp. Cit.

3. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Entre los métodos más utilizados se encuentran el ensayo spt (penetración estándar), cpt y cptu (penetrometro de cono), vst (veleta), dpt (dilatómetro), pmt (presiométrico) entre otros, de los cuales se resalta el ensayo SPT, por ser el único de ellos en realizar extracción de muestra, que se empleada para realizar diversas pruebas y ensayos de laboratorio.

En el presente proyecto se utilizó como método de exploración el ensayo de spt, se definió el perfil estratigráfico de suelos encontrados así:

Un primer estrato compuesto por capa vegetal y suelo orgánico de color café y Un segundo estrato de suelo compuesto por limo arenoso de consistencia firme tal como se muestra en la Ilustración 6.

Ilustración 6. Perfil del Suelo



Suelo compuesto por capa vegetal y suelos color café

Suelo compuesto por limo arenoso color marrón

Una vez definido la estratificación del suelo se procede a la determinación de las propiedades mecánicas del suelo.

4. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS

La determinación de las propiedades mecánicas de los suelos, son de gran importancia en la ingeniería civil y más aún en la geotecnia.

Para el presente proyecto se determinaron las siguientes propiedades mecánicas:

4.1 DETERMINACIÓN DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DE SUELOS O GRANULOMETRIA.

Para la determinación de los tamaños de partículas de suelos, se utiliza comúnmente el ensayo de granulometría estipulada por INVE-123-13, el cual se utiliza como base fundamental para la clasificación de los suelos.

Para la realización de este ensayo se tomó una muestra representativa del suelo por medio manual o mecánico. Una vez tomada la muestra representativa se procederá a tomar una masa de suelo que depende del tamaño máximo nominal del suelo tal como se muestra en la tabla.

Tabla 1. Tamaño máximo nominal del suelo

Tamaño Máximo de las Partículas (Abertura del tamiz)		Tamaño Mínimo de la muestra, Peso seco al aire
Normal	Alterno	
4,75 mm	No. 4	100 g
9,5	(3/8")	200 g
19,0	(3/4")	1,0 kg
39,1	(1 1/2")	8,0 kg

Tamaño Máximo de las Partículas (Abertura del tamiz)		Tamaño Mínimo de la muestra, Peso seco al aire
Normal	Alternó	
75,0	3"	60,0 kg

Fuente: INVIAS

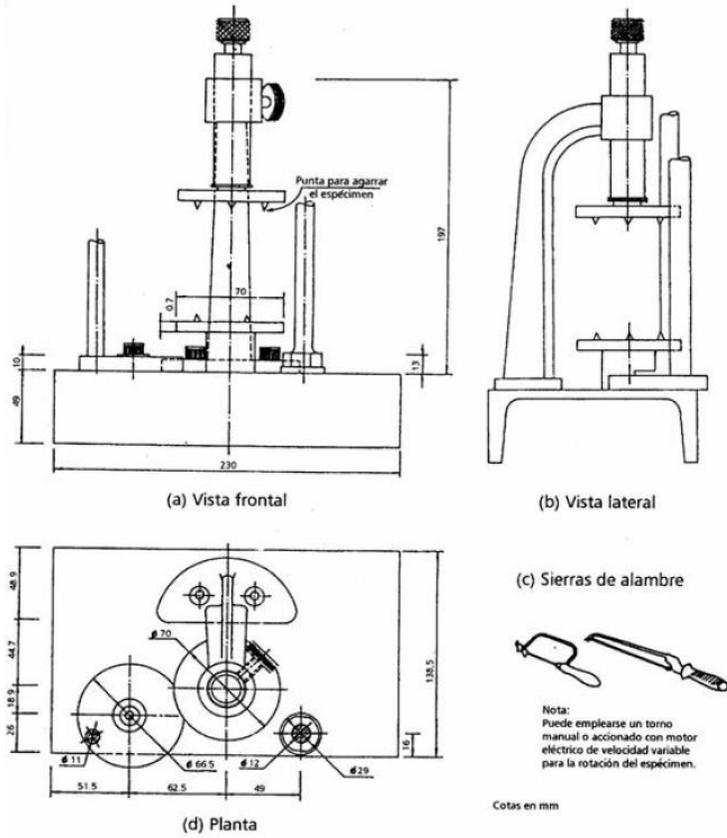
4.2 LIMTES DE ATTERBERG

Para la determinación de los límites de Atterberg, se realizan los ensayos de límite líquido y límite plástico estipulados en INV E-125-126, donde se encuentran todos los pasos requeridos para la realización de este ensayo. Se tomaron muestras representativas de suelo y se procedió a realizar el ensayo como lo indica la Norma Invias 125-13 y 126-13.

4.3 COMPRESIÓN INCOFINADA

Para la realización del ensayo de compresión inconfiada INV-E-152, se obtuvieron diferentes muestras de suelo que fueron remoldeadas (alteradas) y también diferentes muestras de suelo que fueron tomadas del terreno directamente (inalteradas). Estas muestras se llevaron a laboratorio y fueron ensayadas en la máquina especializada para el mismo. Las muestras fueron medidas y pesadas. Se ensayaron a una velocidad de 0.5 a 2.5% por minuto. Se registraron los valores de carga, deformación y tiempo, la carga fue aplicada hasta que esta decreciera y aumentará la deformación.

Ilustración 7. Ensayo de compresión inconfiada



Fuente: Norma INVIAS

5. RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO

En esta parte del proyecto se da a conocer la metodología realizada en campo y los ensayos de laboratorio, para caracterizar el perfil de suelo encontrado en nuestra área de estudio así:

El proyecto se elaboró en tres etapas:

Fotografía 1. Ubicación del lote



Fuente: COLSUELOS S.A.S

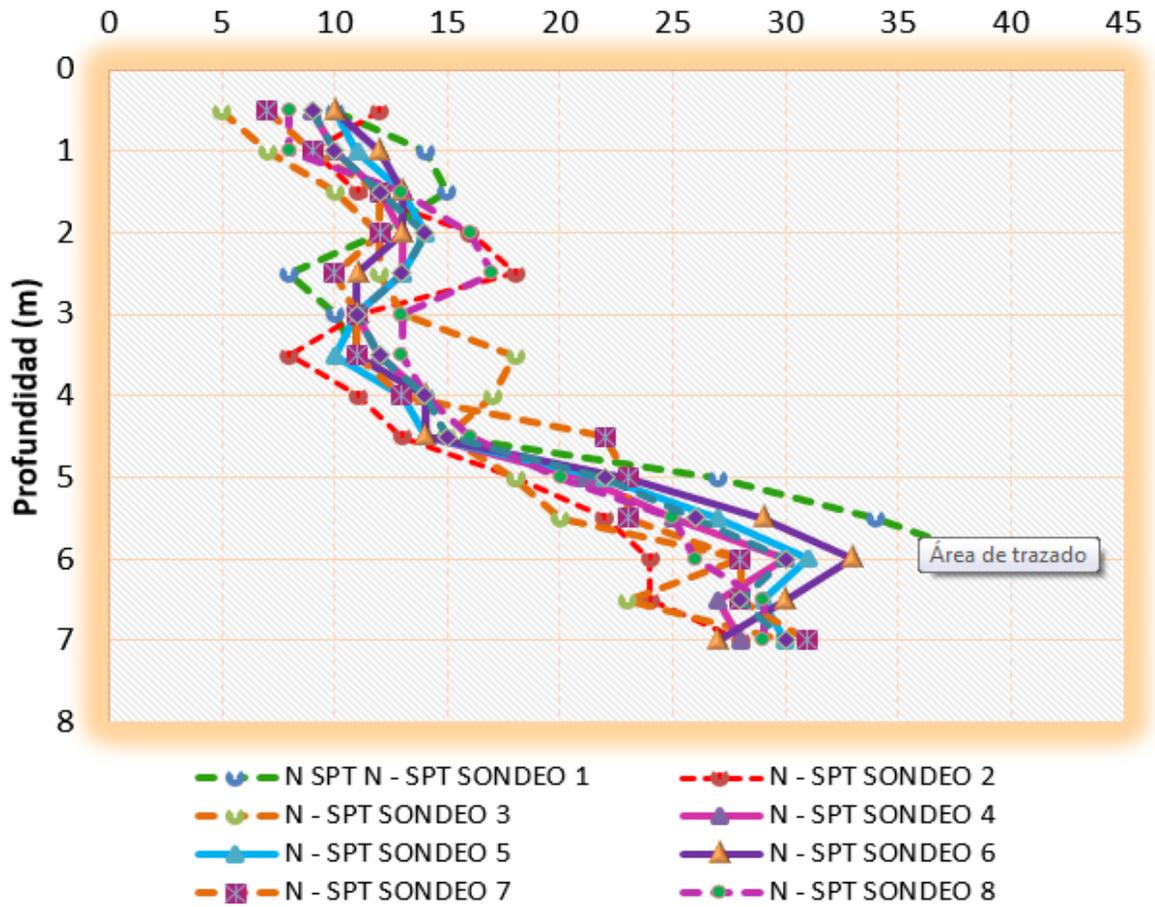
Etapa 1: Se hizo la exploración con ensayo de penetración estándar a percusión spt, se hicieron 9 sondeos hasta profundidades que varían entre 6 y 7 metros. Los sondeos fueron localizados y distribuidos uniformemente en el área de estudio. Se recuperó muestra de estos sondeos utilizando tubos Shelby y Tomamuestra de Cuchara partida.

De esta exploración se obtuvieron datos de valores de N para tres secciones de 15 cm con los cuales se determinó el N SPT corregido. Estos reportes se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. N SPT corregido

PROFUNDIDA D (m)	N - SPT								
	SONDE O 1	SONDE O 2	SONDE O 3	SONDE O 4	SONDE O 5	SONDE O 6	SONDE O 7	SONDE O 8	SONDE O 9
0,5	10	12	5	9	10	10	7	8	9
1	14	9	7	10	11	12	9	8	10
1,5	15	11	10	12	13	13	12	13	12
2	12	16	12	13	14	13	12	16	14
2,5	8	18	12	13	13	11	10	17	13
3	10	11	13	11	11	11	11	13	11
3,5	11	8	18	12	10	11	11	13	12
4	14	11	17	14	13	14	13	14	14
4,5	15	13	15	14	14	14	22	16	15
5	27	18	18	21	22	23	23	20	22
5,5	34	22	20	25	27	29	23	25	26
6	39	24	28	30	31	33	28	26	30
6,5		24	23	27	29	30	28	29	28
7		28	30	28	30	27	31	29	30

Gráfica 1. N SPT corregido



Etapa 2: Se ejecutaron los trabajos de exploración con calicata o apique, con profundidad de 6 metros, con sección circular entibado, el cual en su diámetro inicial correspondió a 1.5 metros y su diámetro final 0.8 metros, se recuperaron muestras alteradas e inalteradas.

Fotografía 2. Apique a 6 metros de profundidad



Fuente: COLSUELOS S.A.S.

Etapa 3: En esta etapa se contemplaron los ensayos para determinación de propiedades mecánicas tales como: humedad, granulometría, límites, peso unitario, ensayo de compresión inconfiada en muestras alteradas e inalteradas.

Los sondeos y apiques fueron distribuidos en los 1200 m², en la siguiente disposición.

Ilustración 8. Localización de sondeos y apique

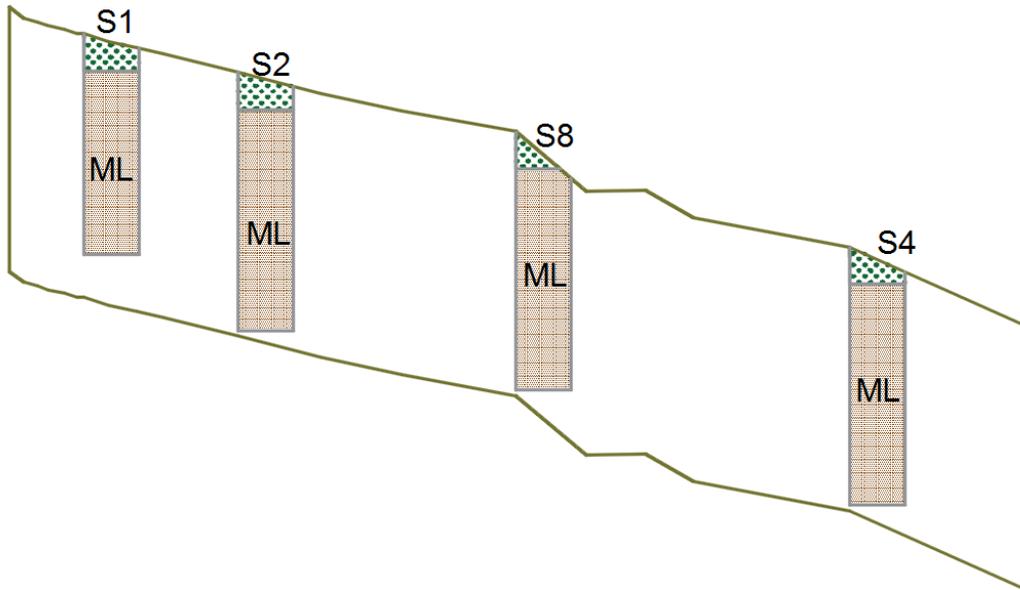


Fuente: COLSUELOS S.A.S

El muestreador de media caña, posibilita la recolección de muestras alteradas, principalmente para ensayos de humedades, límites de Atterberg y granulometrías.

Se encontraron bien definidos dos estratos: el primero superficial el cual está constituido por material orgánico y capa vegetal de aproximadamente 0.5 m, el segundo estrato está definido hasta la profundidad máxima de las exploraciones y corresponde a un material limo arenoso, color rojizo, con densidad media y consistencia dura, ver Fotografía 3.

Ilustración 9. Localización de sondeos



A continuación, se muestran los registros fotográficos de las muestras de suelo tomadas en campo.

Fotografía 3. Sondeos 3 y 6



Suelo limo arenoso color rojizo
Fuente: COLSUELOS S.A.S

5.1 PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN

Una vez realizados los ensayos de campo y de laboratorio, Se procedió a la corrección de los valores de N, la corrección de los golpes de N de Spt, de acuerdo a la norma ASTM. Dicha corrección contempla los siguientes parámetros, corrección por confinamiento, corrección por energía, corrección por longitud de tubería, corrección por rugosidad del tubo y corrección por diámetro de tubería.

5.1.1 Corrección por energía. Se considera que la energía teórica por caída libre del martillo es:

Ecuación 1. Corrección por energía

$$E = W_m * h$$

Ecuación 2. Resistencia a la penetración normalizada al 60% de la energía N60, función de la resistencia a la penetración N y la energía de la barra de perforación en % ERi

$$N_{60} = N_m * (ER_i/60)$$

Donde:

N_m = Valor medio de N

ER_i = Radio de la energía de la varilla de perforación, expresada como un porcentaje, para el sistema usado.¹⁷

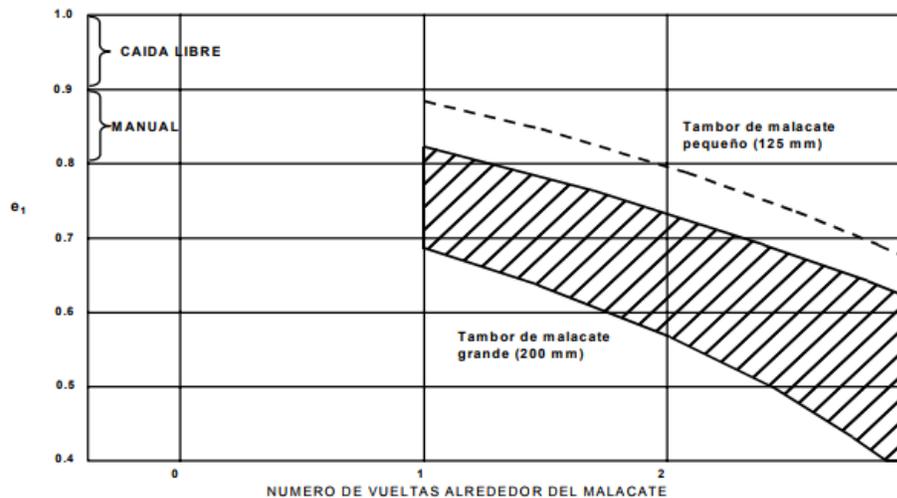
Las pérdidas de energía necesariamente involucradas en los procedimientos asociados al ensayo, imponen la necesidad de considerar factores de eficiencia que afectan el valor de E.

Ecuación 3. Skempton, 1986. N_{60}

$$N_{60} = \frac{E_m C_B C_S C_R N}{0,60}$$

Fuente: J. DAVID ROGERS. Subsurface Exploration Using the Standard Penetration Test and the Cone Penetrometer Test, 2006 – The Geological society of america & Department of Geological Sciences & Engineering,

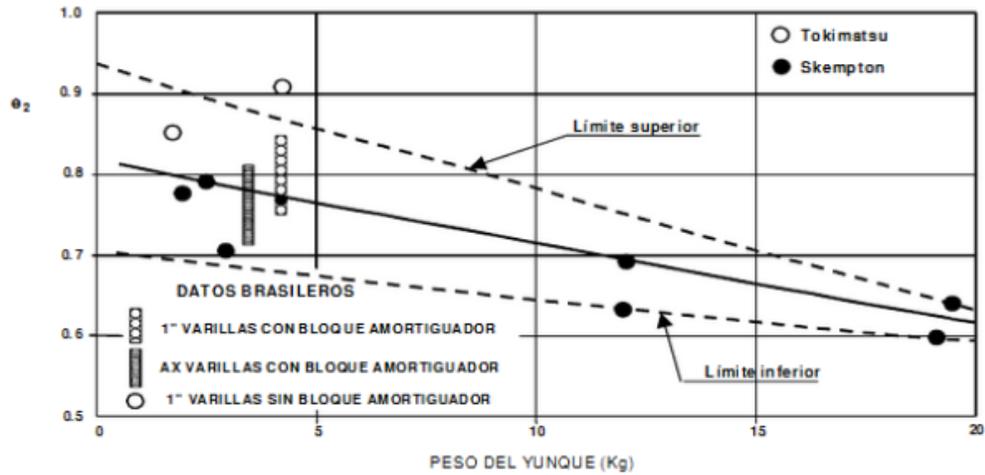
Ilustración 10. Factor de eficiencia e_1 , función del mecanismo de liberación del martillo



Fuente: DÉCOURT, L., [y otros]. The standard penetration test: state of the art. Orlando, USA: ISOPT 1, 1988, p. 26.

¹⁷ Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential. ASTM D-6066.

Ilustración 11. Factor de eficiencia e_2 , en función del peso del yunque



Fuente: DÉCOURT, L., [y otros]. The standard penetration test: state of the art. Orlando, USA: ISOPT 1, 1988, p. 27.

Ilustración 12. Factor de eficiencia e_3 , en función de m

m	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
e_3	0.33	0.55	0.7	0.8	0.85	0.9	0.9	1	1	1
Long. M	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

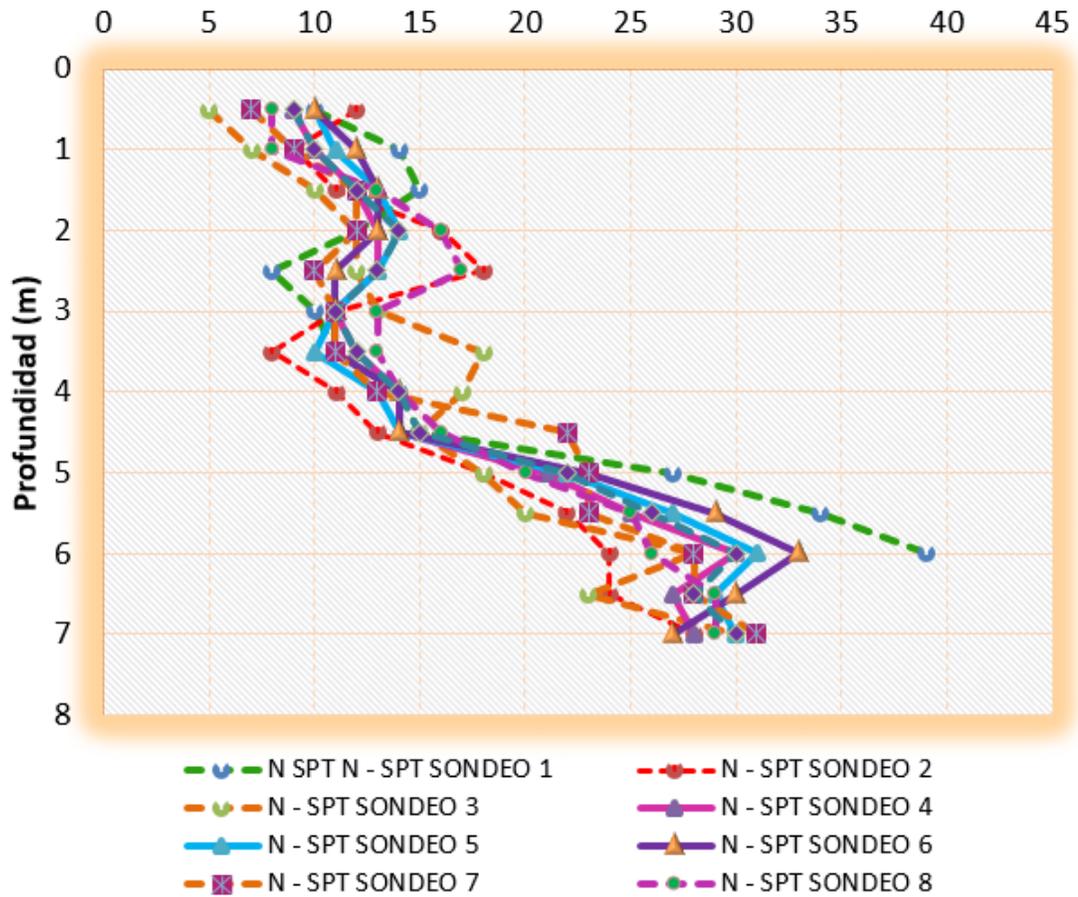
Fuente: DÉCOURT, L., [y otros]. The standard penetration test: state of the art. Orlando, USA: ISOPT 1, 1988.

Tabla 3. Corrección por energía

PROFUNDIDA D (m)	N60 -	N 60 -	N60 -	N60 -	N60 -				
	SPT	SPT	SPT	SPT	SPT	SPT	SPT	SPT	SPT
	SONDE	SONDE	SONDE	SONDE	SONDE	SONDE	SONDE	SONDE	SONDE
	01	02	03	04	05	06	07	08	09
0,5	8	9	4	7	8	8	5	6	7
1	10	7	5	8	8	9	7	6	8
1,5	11	8	8	9	10	10	9	10	9

PROFUNDIDA	N60 - SPT	N 60 - SPT	N60 - SPT	N60 - SPT	N60- SPT				
D (m)	SONDE O 1	SONDE O 2	SONDE O 3	SONDE O 4	SONDE O 5	SONDE O 6	SONDE O 7	SONDE O 8	SONDE O 9
2	9	12	9	10	10	10	9	12	10
2,5	6	14	9	10	10	8	8	13	10
3	8	8	10	8	8	8	8	10	8
3,5	8	6	14	9	8	8	8	10	9
4	11	9	13	11	10	11	10	11	11
4,5	12	11	12	12	12	12	18	13	12
5	23	15	15	18	19	20	20	17	19
5,5	30	19	18	22	24	26	20	22	23
6	35	22	25	27	28	30	25	23	27
6,5	-	22	21	25	27	27	26	27	26
7	-	26	28	26	28	25	29	27	28

Gráfica 2. Corrección por energía



5.1.2 Corrección por confinamiento

- **Correlación para N60**

El valor de N se ve afectado por la presión de sobrecarga efectiva, σ'_o . Por esa razón, el valor de N_{60} obtenido en la exploración de campo ante presiones de sobrecarga efectiva diferentes se debe cambiar para que corresponda a un valor estándar de σ'_o . Es decir,

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

Donde

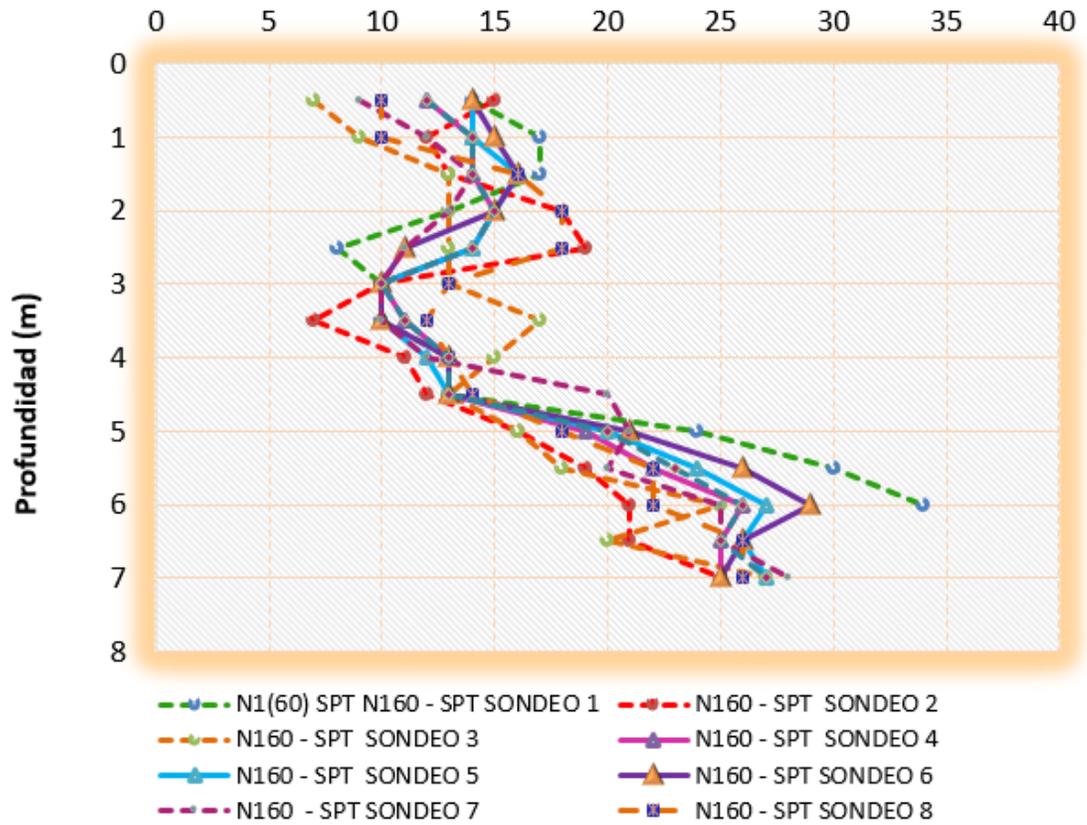
$(N_1)_{60}$ = Valor de N_{60} corregido a un valor estándar de $\sigma'_o \left[\frac{100kN}{m^2} * (200lb/pie^2) \right]$

C_N = Factor de corrección.

Tabla 4. Corrección N1 (60)

PROFUNDIDA D (m)	N160 - SPT SONDE O 1	N160 - SPT SONDE O 2	N160 - SPT SONDE O 3	N160 - SPT SONDE O 4	N160 - SPT SONDE O 5	N160 - SPT SONDE O 6	N160 - SPT SONDE O 7	N160 - SPT SONDE O 8	N160 - SPT SONDE O 9
0,5	14	15	7	12	14	14	9	10	12
1	17	12	9	14	14	15	12	10	14
1,5	17	13	13	14	16	16	14	16	14
2	13	18	13	15	15	15	13	18	15
2,5	8	19	13	14	14	11	11	18	14
3	10	10	13	10	10	10	10	13	10
3,5	10	7	17	11	10	10	10	12	11
4	13	11	15	13	12	13	12	13	13
4,5	13	12	13	13	13	13	20	14	13
5	24	16	16	19	20	21	21	18	20
5,5	30	19	18	22	24	26	20	22	23
6	34	21	25	26	27	29	25	22	26
6,5		21	20	25	26	26	25	26	25
7		25	27	25	27	25	28	26	27

Gráfica 3. Corrección N1 (60)



N1(60)= Valor de N obtenido de la exploración de campo

Se realizaron la correlación de parámetros de resistencia utilizando los valores de N de spt corregidos, N160

5.2 RESULTADO DE ENSAYOS

5.2.1 Clasificación de los suelos. Se realizaron 9 clasificaciones donde se obtuvo como resultado un solo tipo de suelo limo inorgánico con arena, la consistencia es compacta pero a medida que aumentaba la profundidad se hizo firme, suelo húmedo, color marrón. Tabla 5.

5.2.2 Compresión Inconfinada. Se realizaron ensayos de compresión inconfinada a muestras alterada e inalteradas, obteniendo los siguientes resultados. Ver Tabla 6.

Tabla 5. Resumen clasificaciones

Profundidad (m)	Sondeo No.	DESCRIPCIÓN		
		Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Tipo de suelo
0,05-1,50	1	ML	A-4	Limo inorgánico con arena
1,50-3,00	2	ML	A-4	Limo inorgánico con arena
3,00-4,50	3	ML	A-4	Limo inorgánico con arena
4,50-6,00	4	ML	A-4	Limo inorgánico con arena
0,00-1,50	5	ML	A-4	Limo inorgánico con arena
1,50-3,00	6	ML	A-4	Limo inorgánico con arena
3,00-4,50	7	ML	A-4	Limo inorgánico con arena
4,50-6,00	8	ML	A-4	Limo inorgánico con arena
3,00-4,50	9	ML	A-4	Limo inorgánico con arena

GRANULOMETRÍA			PROPIEDADES ÍNDICES			
Grava %	Arena %	Fino %	Humedad Natural	L.L. %	L.P. %	I.P. %
0,0	44,9	55,10	20,20	42,40	26,5	15,90
0,0	49,9	50,10	19,90	45,40	37,5	7,90
0,3	49,6	50,10	21,40	42,40	36,6	5,80
0,0	48,9	51,10	21,20	45,50	37,1	8,40
0,5	48,6	50,90	21,00	45,30	38,2	7,10
0,5	43,3	56,20	19,50	46,60	39,4	7,20
0,1	40,9	59,00	21,70	41,00	31,1	9,90
0,1	44	55,90	20,30	42,30	27,5	14,80
0,0	43,8	56,20	21,50	43,00	29,9	13,10

Tabla 6. Resumen ensayo de compresión inconfiada a muestras alteradas e inalteradas

Profundidad (m)	Sondeo No.	$\rho_d = (\text{Kn/m}^3)$	$\rho_h = (\text{Kn/m}^3)$	$q_u = (\text{Kn/m}^2)$	$C_u = (\text{Kn/m}^2)$
3,50-4,50	1	18,12	20,45	18,71	93,54
4,50-6,00	2	17,04	19,30	7,46	37,28
0,00-1,00	A1	18,01	20,34	25,78	128,90
1,50-3,00	3	18,04	20,45	18,41	92,04
4,50-6,00	1	17,91	20,34	24,90	124,48
0,05-1,50	5	18,15	20,45	18,16	90,79
4,50-6,00	9	18,09	20,45	17,61	88,04
1,50-3,00	7	17,03	19,30	7,03	35,15
3,00-4,50	8	17,14	19,30	7,72	38,60
1,50-3,00	4	16,29	18,37	7,01	35,04
1,50-3,00	9	15,42	17,09	1,56	7,81
1,00-2,00	A1	15,76	18,66	3,67	18,35

Profundidad (m)	Sondeo No.	$\rho_d = (\text{Kn}/\text{m}^3)$	$\rho_h = (\text{Kn}/\text{m}^3)$	$q_u = (\text{Kn}/\text{m}^2)$	$C_u = (\text{Kn}/\text{m}^2)$
3,00-4,50	6	14,74	17,31	2,12	10,58
3,00-4,50	5	17,77	20,10	12,80	64,01
3,00-4,50	3	17,51	19,84	7,34	36,68

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 INTERPRETACIÓN DE DATOS

6.1.1 Correlación utilizada para el cálculo del peso unitario. Para hallar el resultado de la correlación del peso unitario se utilizó la ecuación de velocidad de propagación de las ondas de corte siendo¹⁸:

Ecuación 4. Velocidad propagación de corte

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{G}{V_s^2}$$

Donde:

V_s = Velocidad de onda de corte (m/s)

G = Módulo de corte; (kg/(m*s²)) ; (Pascal)

ρ = Densidad (kg/m³)

Por medio de las correlaciones de Lee¹⁹, Oshaki y Iwasaki²⁰ se obtiene lo siguiente:

$$G = 12000N^{0.8} \quad \rightarrow \quad \text{Ohsaki y Iwasaki (1973)} \quad (\text{Kpa})$$

$$V_s = 105.64N^{0.32} \quad \rightarrow \quad \text{Lee (1990)} \quad (\text{m/s})$$

¹⁸ AUGUSTO José Leoni. Parametrización de Suelos. Universidad Nacional de la Plata.

¹⁹ SCOTT J. BRANDENBERG N.B. Shear Wave Velocity as a Statistical Fuction of Standard Penetration Test Resistance an Vertical Effective Stress at Caltrans Bridge Sites. Los Angeles. 2010.

²⁰ INDRAJIT CHOWDHURY & SHAMBHU P. Dasgupta. Dinamics of Structure and Foundation. 2009

Dónde se sabe que la correlación de Lee es para suelos finos y la correlación de Oshaki y Iwasaki es para suelos arenosos, lo que permitió que fueran aplicadas a al suelo en estudio.

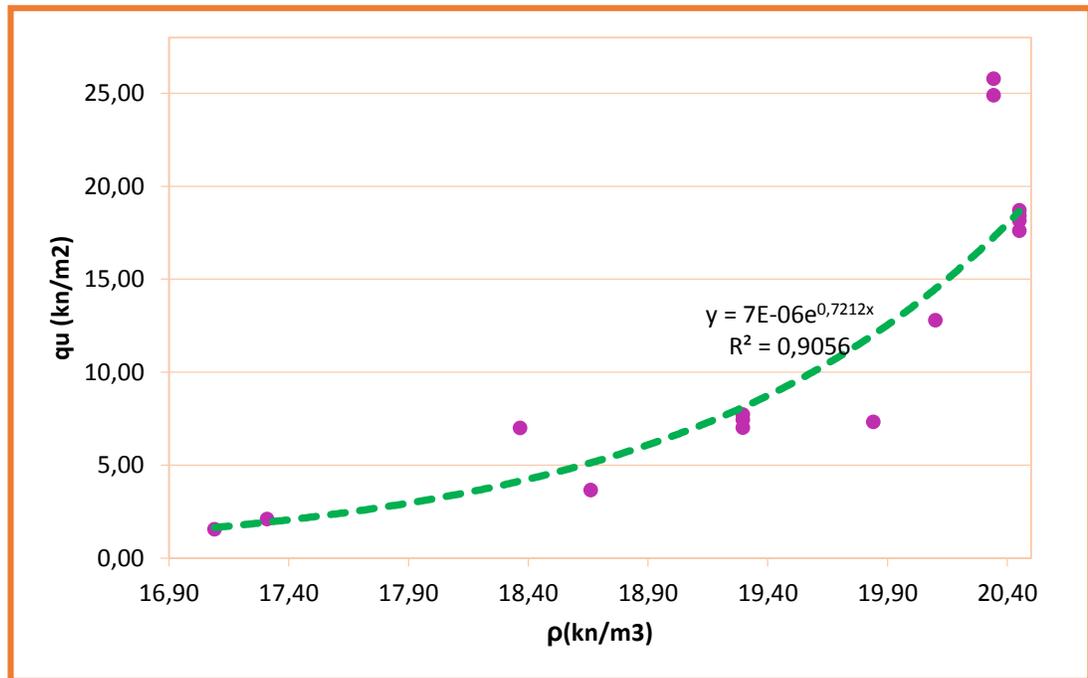
Ahora despejando el peso unitario y reemplazando en las ecuaciones anteriores se obtuvo lo siguiente.

Ecuación 5. Peso unitario en función del n de spt.

$$\rho = \frac{12000N^{0.8}}{(105.64N^{0.32})^2}$$

6.1.2 Compresión inconfiada vs peso unitario. Con los resultados de los ensayos de laboratorio (compresiones inalteradas y alteradas), se grafican los valores de peso unitario y resistencia máxima a la muestra inconfiada (q_u), se halla una línea de tendencia que simule el comportamiento de los datos. La línea de tendencia más acertada fue la exponencial.

Gráfica 4. q_u (KN/m²) vs ρ (KN/m³)



Por medio de la regresión aritmética realizada se llega a la siguiente ecuación:

Ecuación 6. Relación compresión inconfiada alterada e inalterada vs peso unitario

$$q_u = 7 * 10 - 6e^{0,7212\rho}$$

Dónde:

ρ = Peso unitario (KN/m³)

q_u = Resistencia máxima de la muestra inconfiada (KN/m²)

6.1.3 Cohesion C_u

Tabla 7. Cohesión c_u

PROFUNDIDA D (m)	Cu (KN/m ²) SONDE O 1	Cu (KN/m ²) SONDE O 2	Cu (KN/m ²) SONDE O 3	Cu (KN/m ²) SONDE O 4	Cu (KN/m ²) SONDE O 5	Cu (KN/m ²) SONDE O 6	Cu (KN/m ²) SONDE O 7	Cu (KN/m ²) SONDE O 8	Cu (KN/m ²) SONDE O 9
0,5	9,31	8,07	7,24	10,73	9,31	9,31	11,40	11,79	10,73
1	7,31	10,73	11,40	9,31	9,31	8,07	10,73	11,79	9,31
1,5	7,16	9,31	9,31	8,07	7,31	7,31	8,07	7,31	8,07
2	8,07	7,68	8,07	7,31	7,31	7,31	8,07	7,68	7,31
2,5	11,79	10,78	8,07	7,31	7,31	9,31	9,31	8,89	7,31
3	9,31	9,31	7,31	9,31	9,31	9,31	9,31	7,31	9,31
3,5	9,31	11,79	10,78	8,07	9,31	9,31	9,31	7,31	8,07
4	7,16	8,07	8,89	7,16	7,31	7,16	7,31	7,16	7,16
4,5	7,68	7,16	7,68	7,68	7,68	7,68	24,79	8,89	7,68
5	54,53	13,35	13,35	24,79	29,75	35,23	35,23	20,38	29,75
5,5	113,19	29,75	24,79	47,65	61,83	77,59	35,23	47,65	54,53
6	164,02	47,65	69,52	86,01	94,76	113,19	69,52	54,53	86,01

Por medio del ensayo de compresión inconfiada se halló C_u que representa la resistencia al corte o cohesión de la resistencia no drenada.

6.1.4 Q_{adm} . Para la determinación de las capacidades de soporte de los suelos encontrados, se procedió a relizar una modelación mediante el software Plaxis 3D, para zapatas combinadas y corridas arrojando los resultados mostrados en la Tabla 8.

Tabla 8. q adm de zapatas cuadradas

PROFUNDIDA	q adm								
D (m)	1x1								
	SONDE								
	O 1	O 2	O 3	O 4	O 5	O 6	O 7	O 8	O 9
0,5	19	21,88	8,34	15,96	18,92	19,08	10,86	13,16	15,84
1	25,76	16	10,86	18,92	18,84	21,88	15,96	13,16	19
1,5	27,56	24,68	17,76	20,44	24,52	24,6	20,36	24,68	20,56
2	19,28	30,08	19,44	17,43	23,44	22,96	19,36	29,92	23,44
2,5	11,28	34,24	19,44	16,95	21,72	16,2	16,12	31,44	22
3	15,24	15,4	20,4	15,32	15,24	15,6	15,04	20,4	15,6
3,5	15,4	10,28	31,36	17,4	15,32	15,6	15,04	19,36	17,56
4	21,72	17,48	27,04	27,48	19,44	21,8	19,44	21,72	21,72
4,5	22,88	20,08	27,48	22,52	22,52	22,36	-	25,32	22,96
5	-	30,72	30,72	40	-	-	-	36,92	-
5,5	-	29,24	38,12	-	-	-	-	-	-

6.1.5 Capacidad de soporte. La correlación de la capacidad de soporte en función de la compresión inconfiada y el N de spt se realizó mediante el siguiente procedimiento:

Para obtener la correlación de la capacidad de soporte en función de la compresión inconfiada y el N de spt, se tomaron los resultados obtenidos en la modelación en el software Plaxis para zapatas, la resistencia de la muestra inconfiada y el N de spt corregidos anteriormente.

Se realizaron las modelaciones para el cálculo de la capacidad de soporte, utilizando análisis de elementos finitos, esto modelos se realizaron con el software PLAXIS, donde se elaboraron modelos, de acuerdo a los cambios en los parámetros de los suelos encontrados a diferentes profundidades. El análisis de elementos finitos utilizado consiste en modelar las propiedades mecánicas del

estrato de suelo utilizando criterios de Mohr Coulomb, a este modelo se le aplicó una carga generando deformaciones, se tomó como criterio de restricción para determinar la capacidad de carga, un asentamiento máximo de 2,5“.

Modelo tipo:

General

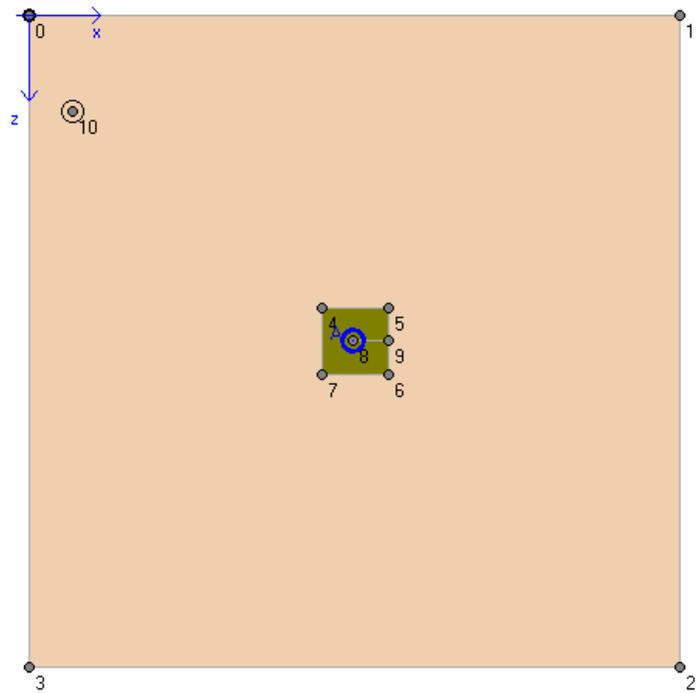
Gravity : 1.0 G (-Y)

Earth gravity : 9,800 m/s²

γ_{water} : 10,000 kN/m³

Geometría 2D de análisis

Point	X	Y
	[m]	[m]
0	0,000	0,000
1	10,000	0,000
2	10,000	10,000
3	0,000	10,000
4	4,503	4,484
5	5,516	4,484
6	5,516	5,516
7	4,503	5,516
8	4,981	4,981
9	5,516	4,981
10	0,679	1,463



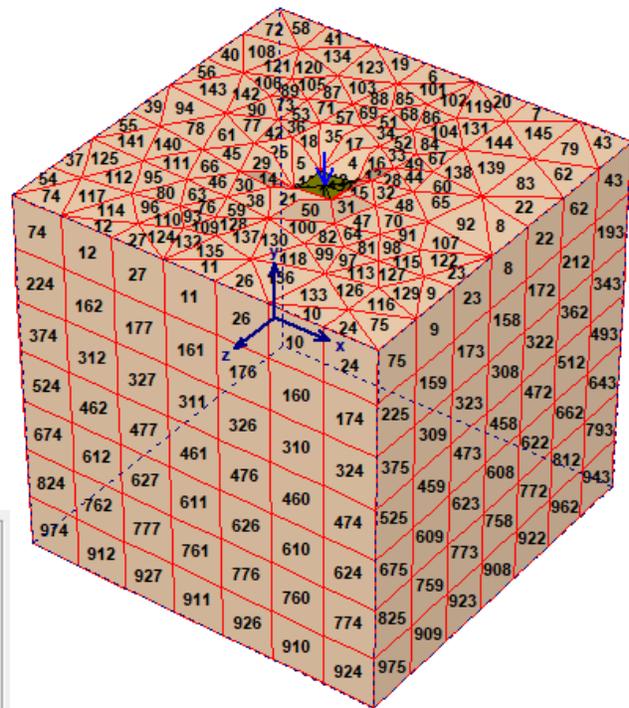
Parámetros del modelo Mohr Coulomb

Mohr-Coulomb							
ID	Name	γ_{sat}	ν	E_{ref}	c_{ref}	ϕ	ψ
		[kN/m ³]	[·]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[°]	[°]
1	ML	20,0	0,35	4500,0	1,6	27,0	0,0

Superficie, nodo y carga aplicada

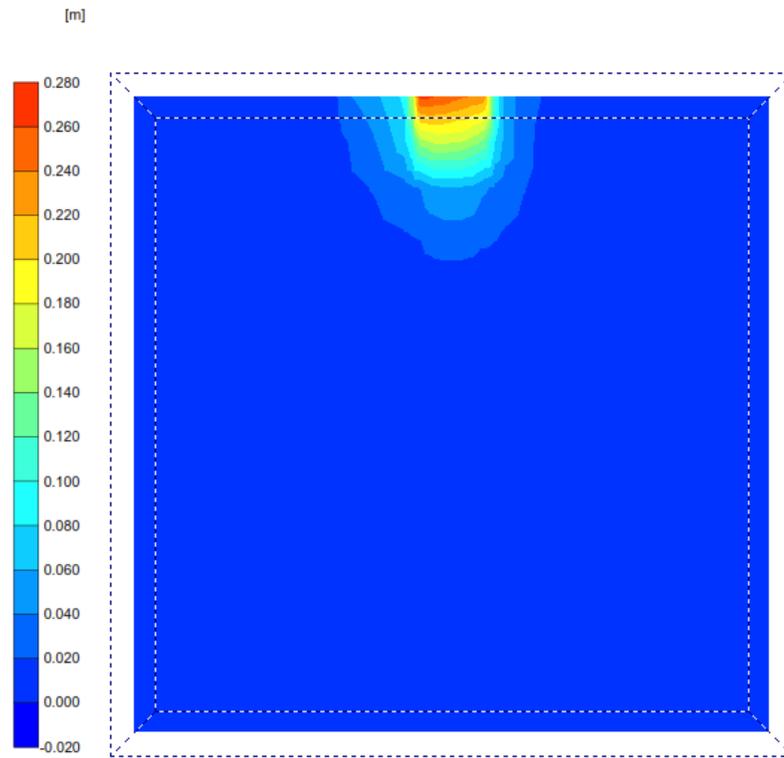
Point loads			
ID	Work-Plane	Ncde	P_y [kN]
-	-	-	-
1	0	182	-300,000

Número de elementos y nodos

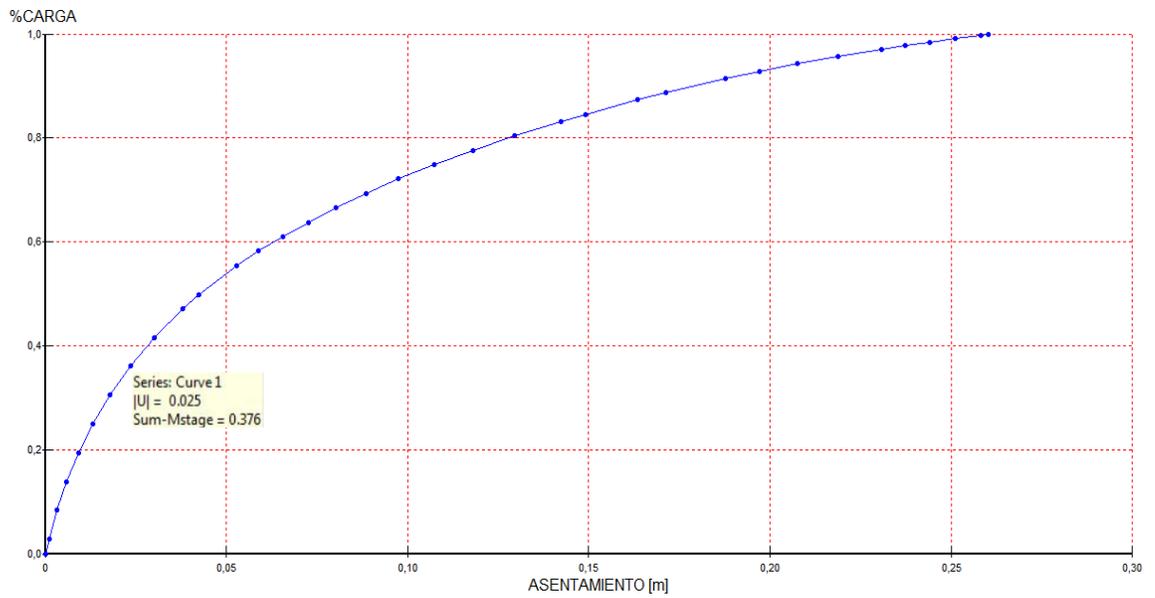


Mesh	
Number of elements :	1050
Number of nodes :	3262
Average element size:	$975,90 \cdot 10^{-3}$ m

Perfil de deformación

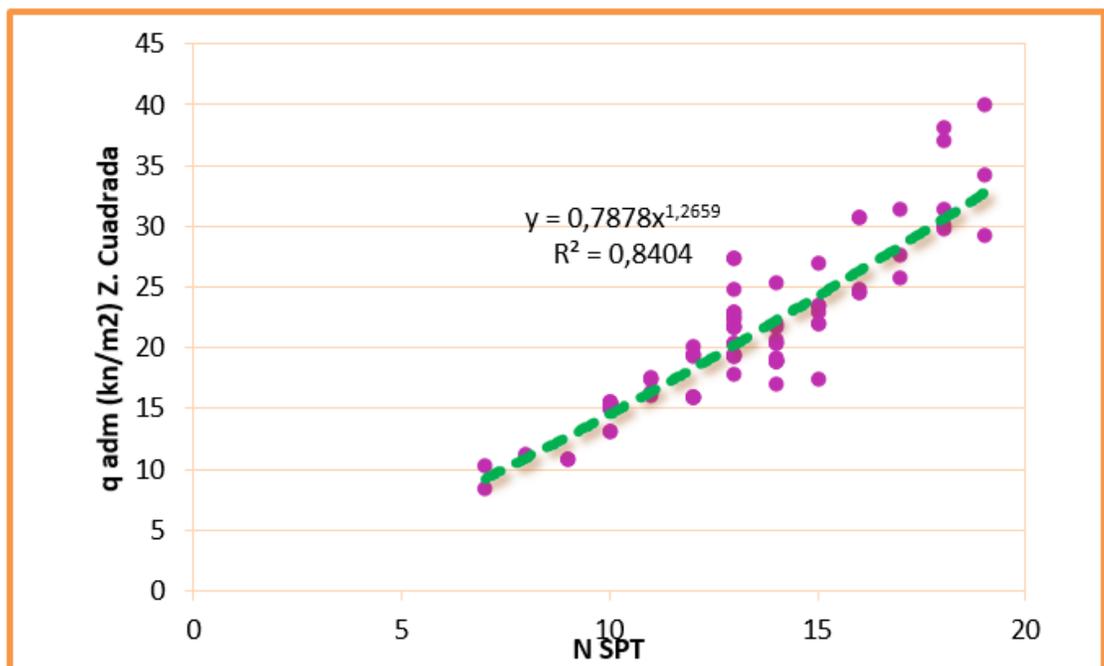


Análisis de carga vs asentamiento



Por medio de la gráfica de los resultados de la resistencia de la muestra inconfiada q_{adm} vs (q_u) tomado de plaxis, se realizó una regresión aritmética dando como resultados una ecuación exponencial y una gráfica creciente, de igual forma se hizo con la gráfica N de spt vs q_{adm} , a continuación, se pueden ver los resultados:

Gráfica 5. q_{adm} vs N spt

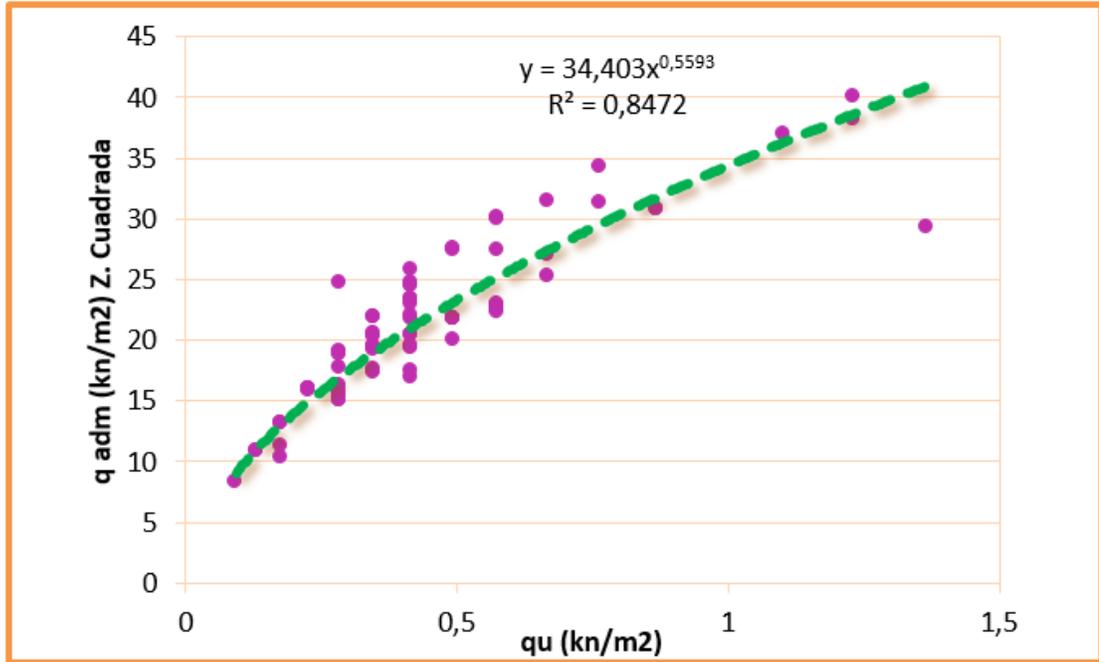


Donde:

Ecuación 7. q_{adm} vs n spt

$$q_{adm} = 0,7878 * N^{1,2659}$$

Gráfica 6. q_{adm} vs q_u



Donde:

Ecuación 8. q_{adm} vs q_u

$$q_{adm} = 34,403 * qu^{0,5593}$$

Igualando las anteriores ecuaciones, se concluyó que:

$$\begin{aligned} q_{adm} &= 0,7878 * N^{1,2659} \\ q_{adm} &= 34,403 * qu^{0,5593} \\ \hline 2q_{adm} &= 0,7878 * N^{1,2659} + 34,403 * qu^{0,5593} \end{aligned}$$

Donde:

$$q_{adm} = \frac{0,7878 * n^{1,2659} + 34,403 qu^{0,5593}}{2}$$

Es así como por medio de las anteriores ecuaciones se llegó a una ecuación para la determinación de la capacidad de soporte a partir de los resultados del ensayo de compresión inconfiada (en muestras alteradas e inalteradas), para suelos limo arenoso, la cual se expresa a continuación.

$$q_{adm} = 0,3939 * N^{1,2659} + 17,202 qu^{0,5593}$$

7. CONCLUSIONES

En cuanto a Las exploraciones del subsuelo, se llevaron a cabo realizando nueve ensayos de penetración estándar SPT, a profundidades variables de entre 6 y 7 metros, las cuales permitieron determinar el comportamiento del suelo y determinar de las correlaciones con numero N (spt) mostradas.

Para la determinación de las propiedades geomecánicas de los suelos analizados en este proyecto se encontró que límites líquidos entre 41 y 46,60%; límites plásticos entre 26,50 y 39,40% e índices de plasticidad entre valores de 5,80 y 15.90%, demostrando suelos de plasticidad media.

Las humedades presentes en los suelos estudiados se encontraron variaciones entre 19,50 hasta 21,70%.

La gradación de los suelos de estudio se encontraron porcentajes de grava entre 0,0 - 0,5%; arena de 40,9 - 49,9% y finos de 50,1 - 59,0%, demostrando presencia de suelos finos, clasificados como limo arenosos de color rojizo de plasticidad media y de consistencia compacta a dura (ML).

La ecuación para la determinación de la densidad en función del número N de spt, se obtuvo correlacionando dos ecuaciones para suelos finos y arenosos con el principio fundamental de la mecánica para la densidad la cual define está en función del módulo de corte G y la velocidad de onda de corte Vs dando como

resultado lo siguiente
$$\rho = \frac{12000N^{0.8}}{(105.64N^{0.32})^2}$$

En cuanto a los ensayos de compresión inconfiada se graficaron los valores de peso unitario (ρ) y resistencia máxima a la muestra inconfiada (q_u) dando como resultado una ecuación exponencial $q_u = 7 * 10 - 6e^{0,7212\rho}$.

La ecuación $q_{adm} = 0,3939 * N^{1,2659} + 17,202 qu^{0,5593}$ se obtuvo de graficar la carga admisible en función del n de spt y el q_u , dando como resultado una gráfica exponencial con coeficientes de relación (R) entre 0.8404 y 0.8472.

Se concluyó que fue posible encontrar una relación entre la capacidad de soporte y los resultados obtenidos en los ensayos en laboratorio y campo, (compresión inconfiada y n de spt), para suelos limo arenoso.

BIBLIOGRAFÍA

ALIRIO, C. E. Geología y Geotecnia de la zona oriental del área metropolitana de Bucaramanga, sector Morrórico-Floridablanca. Tesis de Grado. Bucaramanga, Santander, Colombia. 1991.

ASTM D 653-01. Standard Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluid. 2003. p. 2.

CDMB. Amenaza de Inundación y Erosión en el río de Oro. Bucaramanga. 2005.

CRESPO VILLALAZ. Mecánica de suelos y Cimentaciones. Limusa. México. 2004.

DUQUE-ESCOBAR, G. Manual de Geología para Ingenieros. Manizales. 2016.

DWIGHT E. y RICHARD GOLDSMITH, J. C. Mapa geológico de Colombia, cuadrángulo H-12 Bucaramanga. 1973.

EDITORES TÉCNICOS ASOCIADOS, S.A. Mecánica de Suelos. Editores Técnicos Asociados, S.A. Barcelona. 1975.

INDRAJIT CHOWDHURY & SHAMBHU P. Dasgupta. Dynamics of Structure and Foundation. 2009.

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Normas INV E-111-13. Ensayo compresión inconfiada en muestras de suelos. Bogotá D.C., 2013

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Normas INV E-111-13. Ensayo normal de penetración (SPT) y muestreo con tubo partido. Bogotá D.C., 2013

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Normas INV E-125. Determinación del límite líquido de los suelos. Bogotá D.C., 2013

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Normas INV E-126. Límite plástico e índice de plasticidad de los suelos. Bogotá D.C., 2013

PALACIOS, S. J. Energy dynamics of SPT. Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1979.

SCOTT J. BRANDENBERG, N. B. Shear Wave Velocity as a Statistical Function of Standard Penetration Test Resistance and Vertical Effective Stress at Caltrans Bridge Sites. Los Angeles: Peer. 2010.

SKEMPTON, A. W. Standar Penetration Test, procedures and the effects in sand of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and over consolidation. USA. 1986.

WARD, W. e. Geología del Cuadrángulo H-12, Bucaramanga y H-13, Pamplona. Bogotá. 1973.