

UNIVERSIDAD PILOTO DE COLOMBIA

Estimación del Ángulo de
Fricción Interna y Cohesión No
Drenada a Partir de
Correlaciones Basadas en
Ensayos In Situ para Suelos del
Piedemonte de los Cerros
Orientales de Bogotá DC.

Proyecto de Grado para aspirar al Título de
Ingeniero Civil.

Mayra Alejandra Olivos Velásquez.

01/06/2015

**FACULTAD DE INGENIERÍA – DEPARTAMENTO DE
INGENIERÍA CIVIL.**

**ESTIMACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA Y COHESIÓN
NO DRENADA A PARTIR DE CORRELACIONES BASADAS EN
ENSAYOS IN SITU PARA SUELOS DEL PIEDEMONTE DE LOS
CERROS ORIENTALES**

MAYRA ALEJANDRA OLIVOS VELÁSQUEZ.

Trabajo de grado presentado como requisito para obtener el Título de Ingeniera
Civil.

Director: Ing. Juan Carlos Ruge Cárdenas.

BOGOTÁ.

UNIVERSIDAD PILOTO DE COLOMBIA.

FACULTAD DE INGENIERÍA -PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

2015.

**Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de
Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros
Orientales de Bogotá DC.**

NOTA DE ACEPTACIÓN.

PRESIDENTE DEL JURADO.

JURADO.

JURADO.

BOGOTÁ, D.C., 01/06/2015.

Agradecimientos

A mis padres, a mi hermano.... por su amor, apoyo y motivación.

Al Ingeniero Juan Carlos Ruge....por su confianza, guía y apoyo en la realización de este trabajo.

Resumen.

El Ensayo de Penetración Estándar (Standard Penetration Test, SPT, por su sigla en inglés) y el Ensayo de Veleta (Vane Shear Test, VST, por su sigla en inglés) hacen parte de la serie de ensayos *In Situ*, que son utilizados en la práctica y avalados desde los escenarios teóricos y normativos para la exploración y posterior determinación de las características del suelo objeto de estudio. Entre los descriptores que son susceptibles de hallar a partir de las investigaciones *in situ* se encuentran aquellos referidos a parámetros de resistencia. En el presente trabajo de grado, se utilizaron los ensayos SPT y VST para la determinación del ángulo de fricción interna y la cohesión no drenada, ambos indicadores de la resistencia al corte de los suelos, en este caso específico para el sector conocido como Chapinero Alto de la ciudad de Bogotá. Una vez realizados los ensayos, se aplicaron las fórmulas de corrección para el mejoramiento de los resultados y las correlaciones respectivas para ajustarlos a los parámetros experimentales.

Palabras Clave: Ensayos In Situ, Ensayo de Penetración Estándar (SPT), Ensayo de Veleta (VST), Parámetros de resistencia al corte, ángulo de fricción interna, Cohesión no drenada, Correcciones, Correlaciones.

Tabla de Contenido

Introducción	23
Planteamiento del Problema	25
1. Antecedentes.....	25
2. Formulación.....	26
3. Descripción.....	26
Justificación del Problema	28
Objetivos	29
Objetivo General.....	29
Objetivos Específicos.....	29
Marco Referencial.....	30
I. Marco Teórico.....	30
1. La Clasificación de los Suelos.....	30
2. Caracterización de la Zona Objeto de Estudio: Chapinero Alto.....	36
3. Los Estudios Geotécnicos y el Reconocimiento del Terreno.....	37
El Reconocimiento del Terreno.....	39
Los Principales Descriptores Geotécnicos.....	46
Las técnicas de muestreo.....	47
La Profundidad de la Perforación.....	48

4. Los parámetros de resistencia al corte del suelo.	51
5. Modelo Mohr Coulomb.	55
II. Marco Conceptual.	59
1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	61
Antecedentes.	61
El Procedimiento.....	62
La Normatividad.	63
Ventajas y Desventajas.	64
Los Factores que Afectan los Resultados del SPT.....	65
Fórmulas de Corrección y Correlaciones para el Mejoramiento de Resultados.	68
2. Ensayo de Veleta o de molinete (VST).....	75
Procedimiento.	76
Factores que influyen en el Resultado.	77
Fórmulas de Corrección y Correlaciones para el Mejoramiento de los Resultados.....	78
Diseño Metodológico.....	79
Análisis de Resultados.	88
Conclusiones.....	98
Discusión.	101
Anexos.....	106

Tabla de Figuras

Figura 1. Clasificación de los suelos en función de la granulometría.....	33
Figura 2. Clasificación de los Suelos Según AASHTO.....	34
Figura 3. Sistema Unificado de Clasificación de suelos USCS.....	35
Figura 4. Mapa de Sismoresistencia de Bogotá.....	36
Figura 5. Esquema Estudio Geotécnico.....	38
Figura 6. Determinación del Incremento Neto de Esfuerzo.....	49
Figura 7. Profundidad de Perforación- Sowers y Sowers.....	50
Figura 8. Deslizamiento de un cuerpo sólido – ángulo de rozamiento.....	54
Figura 9. Envolvente de Falla y Círculo de Mohr.....	58
Figura 10. Envolvente de Falla Mohr y los Criterios de Falla de Mohr.....	58
Figura 11. Factores que Afectan los Resultados del Ensayo SPT.....	67
Figura 12. Factor de Eficiencia en Función del Mecanismo de Liberación del Martillo, de acuerdo con Skempton.....	71
Figura 13. Factor de Eficiencia en Función del Peso del Yunque, de acuerdo con Schertmann.....	72
Figura 14. Factor de Eficiencia e_3 , en Función de m	72
Figura 15. Esquema del Diseño Metodológico.....	79
Figura 16. Comparación entre la Corrección por Confinamiento y el Esfuerzo Efectivo.....	89
Figura 17. Valor de la Corrección de Energía respecto a la Profundidad de la Muestra.....	90
Figura 18. Número de golpes en campo Vs. Número de Golpes Corregidos.....	91
Figura 19. Valor Ángulo de fricción de acuerdo a cada método.....	92
Figura 20. Porcentaje de aceptación por método.....	93

9

**Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de
Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros
Orientales de Bogotá DC.**

Figura 21. Desigualdades en la Resistencia al Corte del Suelo en Condición No Drenada.....	94
Figura 22. Valor de λ con respecto al índice de plasticidad.....	95
Figura 23. Corrección de la Condición no Drenada.....	96
Figura 24. Verificación Parámetro Experimental.	97

Tabla de Tablas

Tabla 1. Ventajas y Desventajas del Ensayo SPT.....	65
Tabla. 2 Fórmulas de Corrección por Confinamiento.....	70
Tabla.3 Correlaciones Tradicionales de SPT.....	74
Tabla.4 Factor N_{45}	75
Tabla.5 Correcciones para el factor de corrección λ	78

Tabla de Anexos

A. Ejemplo de estudio de suelo.

Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

B. Estudio de suelos, Calle 62 No. 5-35.

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes.

Correlaciones por método tradicional y transformaciones.

C. Estudio de suelos, Calle 65 No. 7-26.

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes.

Correlaciones por método tradicional y transformaciones.

D. Estudio de suelos, Calle 71 No. 3-07.

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes.

Correlaciones por método tradicional y transformaciones.

E. Estudio de suelos, Calle 72 No. 1-83.

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes.

Correlaciones por método tradicional y transformaciones.

F. Estudio de suelos, Calle 74 No. 5 esquina

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes.

Correlaciones por método tradicional y transformaciones.

G. Estudio de suelos, Calle 74 no. 5-50

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes.

Correlaciones por método tradicional y transformaciones.

H. Estudio de suelos, Calle 84 No. 9-67

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes

Correlaciones por método tradicional y transformaciones

I. Estudio de suelos, Carrera 3 No. 74A-26

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes.

Correlaciones por método tradicional y transformaciones.

J. Estudio de suelos, Carrera 4 No. 74-33

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes.

Correlaciones por método tradicional y transformaciones.

K. Estudio de suelos, Carrera 5 No. 69-26

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes.

Correlaciones por método tradicional y transformaciones.

L. Estudio de suelos, Carrera 7 No. 81-26

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes.

Correlaciones por método tradicional y transformaciones.

M. Estudio de suelos, Carrera 7 no. 88-62

Corrección por confinamiento, energía, número de golpes

Correlaciones por método tradicional y transformaciones

Ensayo de Veleta (VST)

N. Estudio de suelos, Calle 62 No. 5-35

Corrección y correlación para resistencia al corte en condición no drenada.

O. Estudio de suelos, Calle 65 No. 7-26

Corrección y correlación para resistencia al corte en condición no drenada.

P. Estudio de suelos, Calle 72 No. 1-83

Corrección y correlación para resistencia al corte en condición no drenada.

Q. Estudio de suelos, Carrera 3 No.74^a-24-26

Corrección y correlación para resistencia al corte en condición no drenada.

R. Estudio de suelos, Carrera 4 No. 74-33

Corrección y correlación para resistencia al corte en condición no drenada.

S. Estudio de suelos, Carrera 5 No. 69-26

Corrección y correlación para resistencia al corte en condición no drenada.

Glosario

A

Adherencia: Unión física, pegadura de las cosas.

Ángulo: Porción de plano limitada por dos semirrectas con origen en un mismo punto.

B

Barrenado: Perforar una superficie con una barrena (herramienta).

C

Capacidad portante: Capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él.

Coefficiente de Poisson: Relación de la deformación perpendicular al eje.

Cohesión: Acción y efecto de reunirse o adherirse las cosas entre sí o la materia de que están formadas.

Cohesión Drenada: Cohesión en ambiente de evacuación de líquidos o sustancias viscosas.

Cohesión no drenada: Cohesión en ambiente de no vaciado de líquidos o sustancias viscosas.

Cohesión Simple: Se refiere a la cohesión teórica, se denomina como simple para diferenciar del resto de los tipos.

Compresibilidad: Es una propiedad de la materia a la cual se debe que todos los cuerpos disminuyan de volumen al someterlos a una presión determinada manteniendo constantes otros parámetros.

Correlación: Correspondencia o relación recíproca entre dos o más cosas o serie de cosas.

D

Densidad: Magnitud que expresa la relación entre la masa y el volumen de un cuerpo.

E

Ensayo: Prueba que se hace para determinar si una cosa funciona o resulta como se desea.

Envoltente de falla: Es una representación gráfica de una línea recta sobre un amplio rango de tensiones.

Esfuerzo normal: Es el esfuerzo resultante a las tensiones perpendiculares a la sección transversal

Estabilidad de taludes: Teoría que estudia la firmeza o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil.

Estado tensional: Infinitos planos pasantes por un punto con infinitas tensiones.

Estimación: Aprecio y valor que se da y en que se tasa y se considera.

Estratigrafías: Disposición seriada de las rocas sedimentarias de un terreno o formación.

Explanada: Llano de dimensiones reducidas.

Exudar: Salida de líquidos o sustancias viscosas por grietas o poros de donde se encuentra contenido.

F

Fricción: Roce de dos cuerpos en contacto.

Fuerza Tangencial: Es aquella que tiene la misma dirección que el movimiento del cuerpo.

G

Geología: Ciencia que trata de la forma exterior e interior del globo terrestres, de la naturaleza, de las materias que lo componen y de su formación, de los cambios o alteraciones que estas han experimentado desde su origen, y de la colocación que tienen en su estado.

Geotecnia: Rama de la ingeniería civil que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de la Tierra, aplicadas a las obras de ingeniería civil.

Granulometría: Tamaño de las piedras, granos, arena, etc., que constituyen un árido o polvo.

H

Heterogéneas: Compuesto de partes de diversas naturaleza.

Hidrogeología: Arte de la geología que se ocupa del estudio de las aguas dulces, en particular de las subterráneas, y de su aprovechamiento.

Hinchamiento (Hinchar): Hacer que aumente de volumen algún objeto o cuerpo, llenándolo de aire u otra cosa.

Humedad: Agua de que está impregnado un cuerpo, o que, vaporiza se mezcla con el aire.

I

In situ: En el lugar, en el sitio.

L

Límites de Atterberg (Límites de consistencia): se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos.

M

Mecánica de suelos: Aplicación de las leyes de la física y las ciencias naturales a los problemas que involucran las cargas impuestas a la capa superficial de la corteza terrestre.

Metaestable: Dicho de un sistema, que se encuentra en equilibrio aparente, pero puede cambiar a un estado más constante.

Meteorización: Descomposición de minerales y rocas que ocurre sobre o cerca de la superficie terrestre cuando estos materiales entran en contacto con la atmósfera, hidrosfera y la biosfera.

Módulo de Young: Razón de proporcionalidad entre el esfuerzo (fuerza por unidad de área) y deformación unitaria (deformación por unidad de longitud).

Momentos de inercia: Es una medida de la inercia rotacional de un cuerpo (Cuando un cuerpo gira en torno a uno de los ejes principales).

Movimiento relativo: Desplazamiento de una partícula, con un origen y tres perpendiculares entre sí que pasan por aquel (origen).

P

Parámetro: Dato o factor que se toma como necesario para analizar o valorar una situación.

Patrón: Modelo que sirve de muestra para sacar otra cosa igual.

Permeabilidad: Es la capacidad que tiene un material de permitirle a un flujo que lo atraviese sin alterar su estructura interna.

PH: Índice que expresa el grado de acidez o alcalinidad de una disolución.

Plasticidad: Propiedad de aquello que puede cambiar de forma y conservarla de modo permanente.

Poros: Espacio que hay entre las moléculas de los cuerpos.

Preconsolidación: Consisten en cargar un terreno con un peso semejante o mayor que el que debería soportar una vez construida la obra.

Presión lateral: Es la presión que el suelo ejerce en el plano horizontal o a lo ancho de los mares de alta mar.

R

Resistencia: Causa que se opone a la acción de una fuerza.

Resistencia al corte: Es cuando el suelo alcanzan una tensión equivalente a la tensión de falla.

Rotura: Raja o quiebra de un cuerpo sólido.

Rozamiento Interno: Resistencia que se opone a la rotación o al deslizamiento entre partículas del material del suelo.

S

Suelo: Conjunto de materiales orgánicos e inorgánicos de la superficie terrestre, capaz de sostener vida vegetal.

Suelos colapsables: En los suelos es una disminución de volumen, a la que se le asocia un asentamiento sin necesidad de que les sea aplicada ninguna carga vertical.

Suelos Expansivos: Es un suelo que manifiesta, ante una modificación de su estado, un incremento de volumen.

Suelos Metaestables: Suelo que capaz de manifestar una variación en su estado de tensiones o en su estructura (provocando una deformación) sin necesidad de la aplicación de una fuerza externa.

Sustrato: Capa de suelo debajo de la capa superficial del mismo.

T

Tangenciales: Perteneciente o relativo a la tangente (recta que toca una curva o a una superficie sin cortarlas).

Test: Prueba destinada a evaluar conocimientos o aptitudes, en la cual hay que elegir la respuesta correcta entre varias opciones previamente fijadas.

Tensión: Estado de un cuerpo sometido a la acción de fuerzas opuestas que lo atraen.

Tracción: Esfuerzo a que está sometido un cuerpo por la acción de dos fuerzas opuestas que tienden a alargarlo.

V

Volumen: Magnitud física que expresa la extensión de un cuerpo en tres dimensiones: largo, ancho y alto.

LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials, Asociación Americana de Carreteras y Transporte del Estado.

ASTM: American Section of the International Association for Testing Materials, Sección Americana de la Asociación Internacional para el Ensayo de Materiales.

**Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de
Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros
Orientales de Bogotá DC.**

DMT: Prueba con dilatómetro.

EGIS: Ensayos Geotécnicos In Situ

JNR: Japan National Railway, Nacional de Ferrocarriles de Japón

JRB: Japan Road Bureau, Oficina de carreteras de Japón

NF: Nivel freático

SPT: Standard Penetration Test, Ensayo Penetración Estándar

USCS: Unified Soil Classification System, Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

VST: Vane Standard Test, Ensayo de Veleta Estándar.

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos con letras latinas

Clasificación AASHTO

	Símbolo	Término	Unidades
Primera letra	C	Arcilla	-
	G	Grava	-
	M	Limo	-
	O	Orgánico	-
	S	Arena	-
Segunda letra	H	Alta Plasticidad	-
	L	Baja Plasticidad	-
	P	Probablemente gradado	-
	W	Bien gradado	-

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Combinación Clasificación AASHTO

Símbolo	Término	Unidades
GW	Grava bien gradada /Grava fina a gruesa	-
CH	Arcilla de alta plasticidad	-
CL	Arcilla	-
GC	Grava arcillosa	-
GM	Grava limosa	-
GP	Grava pobremente gradada	-
MH	Limo de alta plasticidad/limo elástico	-
ML	Limo	-
OH	Arcilla orgánica/limo orgánico	-
OL	Limo orgánico/arcilla orgánica	-
PT	Turba	-
SC	Arena arcillosa	-
SM	Arena limosa	-
SP	Arena pobremente gradada	-
SW	Arena bien gradada/arena fina a gruesa	-

Laboratorios en campo Penetración Estándar y Veleta.

Símbolo	Término	Unidades
Cn	Corrección por confinamiento	-
Cu	Resistencia no drenada de los suelos	-
Cu (vst)	Valor de resistencia al corte en cohesión no drenada en campo	-
E	Energía teórica para ensayo de SPT	Kg/m
e1	Eficiencia dada por el método de levantar y soltar el martillo	-
e2	Eficiencia o pérdida de transmisión de energía del martillo al cabezote (yunque)	-
e3	Eficiencia por longitud crítica del varillaje de perforación	-
D	Diámetro	mm / pulg
h1	Factor por energía del martillo	-
h2	Factor por longitud de la varilla	-
h3	Factor por revestimiento interno de toma muestras	-
h4	Factor por diámetro de la perforación	-
IL	Índice de liquides	%
IP	Índice de plasticidad	%

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

K	Permeabilidad	m/s
LL	Limite liquido	%
LP	Limite plástico	%
MA	Muestras Alteradas	-
ma ₁	Muestra Anterior	-
ma ₂	Muestra Actual	-
MB	Muestras en bloque	-
MH	Muestras para la determinación de humedad	-
N	Número de golpes	-
N _{corr}	Corrección número de golpes	-
N ₄₅	Valor de N para una energía de 45%	golpes/m
N ₆₀	Valor de N para una energía de 60%	golpes/m
N ₇₂	Valor de N para una energía de 72%	golpes/m
Prof.	Profundidad	m
Rs	Parámetro para la estandarización de la corrección del valor de SPT a través de Cn	kN/m ² kN/cm ²
Sv	Resistencia la corte con veleta	Kg/cm ²

Simbología con letras griegas

Símbolo	Término	Unidades
γ	Peso unitario de los suelos	kN/m ³
ϕ'	Ángulo de fricción efectivo	-
σ_v'	Esfuerzo normal efectivo	Kg/cm ²
λ	Parámetro para la estandarización de la corrección del valor de VST	-
l	Unidad de longitud	pulg m cm

Introducción

En el campo de la ingeniería geotécnica, los estudios geotécnicos constituyen un pilar fundamental para la identificación de las propiedades específicas de los suelos y de su comportamiento. Para la realización de dichos estudios, la fase de reconocimiento del terreno se encuentra comprendida por la aplicación de diferentes técnicas que persiguen un propósito común: la caracterización del terreno –se hace referencia a sus diferentes capas– bajo análisis.

Así las cosas, la realización de ensayos *in situ*, aumenta la posibilidad de ahondar en el conocimiento de las propiedades de los suelos para obtener parámetros que permitan el aprovechamiento de sus características, al tiempo que impulsen la concreción de prácticas que redunden en mayor seguridad, economía y eficiencia.

En el desarrollo del presente trabajo de grado, se expondrán de forma ordenada los principales conceptos relativos al uso de las correcciones y correlaciones para los ensayos de penetración estándar (SPT) y de veleta (VST) para el hallazgo de parámetros específicos de resistencia al corte en el suelo, a través de una metodología que va de lo macro a lo micro en el terreno teórico y conceptual, con el ánimo de reconocer en un plano de amplitud y coherencia, la importancia de la práctica de estos laboratorios en el estudio de los suelos y en las actividades de construcción, específicamente aquellas comprendidos en el sector distinguido como Chapinero Alto de la ciudad de Bogotá.

La lectura especializada, fundamentalmente importada de otros países, sugiere la realización de procedimientos y el seguimiento de criterios que están adaptados a su particular entorno geofísico y realidad. Desde el planteamiento de esta investigación, se reconoce la necesidad de

establecer, por medio de la implementación de ensayos *in situ*, parámetros reales y métodos que se encuentren ajustados a las propiedades autóctonas de nuestros suelos.

Al realizar el análisis del ángulo de fricción interna y cohesión no drenada de suelos en el sector de Chapinero Alto, se persigue hallar valores para estos descriptores de la resistencia al corte que se encuentren realmente identificados con las propiedades y condiciones específicas de la zona, con el propósito de realizar un aporte valioso en este ámbito que se refleje en el mejor entendimiento del comportamiento del suelo que constituye este lugar.

Planteamiento del Problema

1. Antecedentes.

Desde el siglo pasado, se ha considerado la importancia de la práctica de los ensayos *in situ* como parte de las labores de reconocimiento necesarias en el marco de los estudios geotécnicos para la caracterización de las diferentes capas del suelo.

Los ensayos de Penetración Estándar (SPT) y de Veleta (VST), son utilizados comúnmente para la determinación de diferentes parámetros de los terrenos que caracterizan sus propiedades innatas.

El Ensayo SPT, tiene sus orígenes en el año 1902, cuando Charles R. Gow marcó el inicio del muestreo dinámico de los suelos, al implementar la práctica de hincar en el suelo un tubo de 1 pulgada de diámetro exterior con el fin de obtener muestras. Sin embargo, no es hasta 1948, cuando Terzaghi y Peck explicaron a fondo y caracterizaron el ensayo en su obra “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica”, que se dio inicio a la propagación del mismo.

En adelante, el SPT ha sido objeto de modificaciones por parte de académicos y organismos especializados. Es así, como desde 1958, la American Society for Testing Materials (ASTM) ha impartido una serie de descripciones para la normalización del ensayo, teniendo hoy por hoy, la Norma ASTM D 1586-84 como guía a seguir.

En el mismo orden de ideas, la comunidad académica se ha pronunciado en diferentes ocasiones para impartir fórmulas para la corrección y las correlaciones del SPT. Entre los autores que hacen parte fundamental de este grupo –cuyos aportes además serán abordados en el presente trabajo– se encuentran: Meyerhof Ishihara, Seed, Schertmann, Liao, Whitman, Skempton, Kishida, entre otros.

En el país, el Ingeniero Álvaro J. González, en las *X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana (1999)*, realizó una serie de postulados que produjeron un cambio en la aplicación de las correcciones por energía utilizadas hasta el momento, teniendo en cuenta por primera vez las particularidades propias de los suelos del país.

El ensayo de Veleta o Molinete, constituye un método muy utilizado para la estimación *in situ* de la resistencia al corte sin drenaje, en el caso de suelos cohesivos saturados. En la misma medida que el SPT, este análisis ha sido objeto de normalizaciones por parte de la ASTM y de la literatura especializada. Autores como Morris y Williams se destacan por sus propuestas innovadoras frente al procedimiento del VST.

2. Formulación.

¿Son acertadas las fórmulas de corrección y las correlaciones que han sido postuladas teóricamente, para hallar los parámetros de resistencia al corte –ángulo de corrección y cohesión no drenada– en los suelos que hacen parte del análisis de esta investigación?

3. Descripción.

En el estudio de microzonificación sísmica de Bogotá de 2010, se ha determinado que los suelos del sector de Chapinero Alto, pertenecen a la categoría “piedemonte”, por lo cual se caracterizan por la presencia de arcillas, gravas y limos. En el mismo documento oficial se plantea que las obras realizadas en esta localidad, requieren de la inversión de más recursos y reforzamientos, por el tipo de suelo y de construcciones que allí se realizan.

De manera, que la caracterización del terreno así definida, plantea unas necesidades particulares con respecto a la ejecución de las obras de construcción del sector, bajo lineamientos de seguridad y eficiencia. En este orden de ideas, la aplicación correcta de los diferentes ensayos *in situ* para el reconocimiento de las propiedades de estos suelos, posee una gran importancia.

En el presente trabajo se busca hallar el ángulo de fricción interna, así como la cohesión no drenada – ambos parámetros de resistencia al corte de los suelos del sector– a través de ensayos (como el SPT y el VST) que han sido indicados para la exploración de estas características y para el alcance de resultados ajustados a la realidad.

Justificación del Problema

Con el estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá, entregado en 2010 por el Fondo de Prevención y Atención de Emergencias de la ciudad (FOPAE), se reveló que las obras realizadas en la localidad de Chapinero, requieren de la inversión de más recursos y reforzamientos, por el tipo de suelo y de construcciones que en ella se realizan.

Por medio de la realización de ensayos *in situ*, se busca establecer estimaciones relativas a ciertos descriptores de las características de los suelos que permitan identificar las correlaciones empíricas más ajustadas, considerando además de las propiedades, las particularidades geofísicas de cada terreno.

No obstante, la importancia de tener en cuenta la singularidad propia de cada lugar para realizar los estudios geotécnicos y determinar los parámetros óptimos para la construcción de edificios y vías, y en general de tipo de obras ingenieriles, ha sido una práctica común en el campo, la utilización de las correcciones de forma indiscriminada hasta llegar de forma forzada a valores que puedan adaptarse a determinada correlación.

No es un misterio que las correlaciones de otras latitudes no son correctas para las condiciones del país y que existe la necesidad de hallar parámetros más adecuados para los suelos colombianos. Lograr la identificación de criterios y valores propios, proporcionará la realización de construcciones más seguras, una optimización en el aprovechamiento de los recursos del suelo y una concreción de procedimientos más idóneos para la realización de los ensayos de campo.

Objetivos

Objetivo General.

Determinar una correlación apropiada de parámetros de resistencia del suelo para las condiciones autóctonas del suelo de la región seleccionada, a partir de ensayos *in situ*.

Objetivos Específicos.

- Obtener una base de datos de ensayos *in situ* realizados en la zona bajo análisis, utilizada para estudios geotécnicos de proyectos.
- Encontrar el método adecuado que posibilite estimar con mayor exactitud los parámetros postulados de ángulo de fricción y cohesión no drenada en el suelo bajo estudio.
- Formular hipótesis con relación a las propiedades geotécnicas del suelo que permitan comprobar que los estándares utilizados y sugeridos por las normas y la teoría se encuentran ajustados a la realidad.

Marco Referencial

I. Marco Teórico.

El suelo constituye un complejo material de ingeniería que ha sido formado a partir de la combinación de varios procesos, entre los cuales sobresalen aquellos de tipo geológico, químico y ambiental. En atención a dichas características, es preciso comprender que sus propiedades no son siempre constantes ni únicas, en tanto se encuentra expuesto a un gran número de agentes externos, especialmente agentes ambientales (Cornell, 1990, págs. 1-1). Ahora bien, dada la complejidad del comportamiento de los suelos, en Colombia y de forma general en todo el mundo, la labor del ingeniero civil es indispensable en la selección y aplicación de parámetros que se adecuen a los requerimientos específicos de cada obra, no exclusivamente en términos de eficiencia y economía, sino además de forma tangencial por razones de seguridad.

En razón de lo anterior y con el propósito de dar el alcance necesario a esta premisa en el desarrollo del presente trabajo de grado, se ha establecido una estructura de investigación que permita abordar en este componente teórico las principales cuestiones que se encuentran relacionadas con la determinación de las correcciones y correlaciones idóneas para el ángulo de fricción interna y cohesión no drenada en el marco de la realización de ensayos *in situ* en suelos ubicados en la zona de chapinero alto en Bogotá.

1. La Clasificación de los Suelos.

Terzaghi, en su obra “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica” (1973), advierte que todo ingeniero que se encuentre dedicado a la mecánica de suelos debe ocuparse de la realización de

los ensayos para la clasificación de los suelos, por cuanto dicha labor le ayudará a familiarizarse con las diferentes propiedades de los suelos que trabaja, al tiempo que le permitirá aumentar de forma considerable el valor de sus observaciones en el terreno (Terzaghi & Peck, 1973, pág. 42). Esta consideración del autor encierra la razón fundamental de la selección de este tema para su exposición en esta investigación: la realización de los ensayos *in situ* de forma organizada y honesta por parte de los ingenieros civiles que se enfrentan a la construcción de cualquier tipo de obra, debe ser un asunto imprescindible, en tanto constituye un paso esencial en su conocimiento del terreno y la determinación de las correlaciones que deben aplicarse.

Con dicha aclaración presente, es importante ahora especificar que la mayoría de los suelos que cubren este planeta se encuentran formados por la meteorización de las rocas, término que es utilizado por los geólogos para describir todos los procesos externos –los denominados procesos de descomposición química y desintegración física– por medio de los cuales las rocas se rompen en fragmentos pequeños: “La acción conjunta o individual de estos procesos de meteorización da lugar a un perfil de meteorización de la roca en función de la profundidad. En este perfil la roca sana ocupa la zona más profunda, transformándose gradualmente a suelo hacia la parte más superficial” (Muelas Rodríguez, 2012, pág. 13)

De acuerdo con Lambe y Whitman (1991, pág. 50) la clasificación de suelos consiste básicamente en incluir un suelo en un grupo que presenta un comportamiento semejante. De forma tal, que la correlación de unas ciertas propiedades con un grupo de un sistema de clasificación generalmente constituye un proceso empírico que es potenciado a través de la experiencia. Siguiendo a los mencionados autores, la clasificación de suelos permite resolver muchos tipos de problemas sencillos, y sirve de guía para preparar el programa de experimentación, por tal razón

“la gran mayoría de las clasificaciones de suelos utilizan pruebas muy sencillas, de tipo indicativo, para obtener las características del suelo necesarias para asignarlo a un determinado grupo” (Lambe & Whitman, 1991, pág. 51).

Entre las clasificaciones de suelos más importantes en la actualidad, se encuentran las tres que se describen a continuación:

1. Clasificación por granulometría:

En función de la granulometría se clasifican los suelos en cuatro grandes grupos:

- Gravas, con tamaño de grano entre unos 80 mm. y $4,75\text{ mm.}$ Los granos son observables directamente, existen grandes huecos entre las partículas y no retienen el agua.
- Arenas, con partículas de tamaño entre $4,75\text{ mm.}$ y $0,075\text{ mm.}$ Estas son observables a simple vista y se mantienen inalterables en presencia de agua.
- Limos, con partículas comprendidas entre $0,075\text{ mm.}$ y $0,002\text{ mm.}$ Retienen el agua y si se forma una pasta limo-agua y se coloca sobre la mano, al golpear con la mano se aprecia cómo el agua se exuda con facilidad.
- Arcillas, cuyas partículas tienen tamaños inferiores a $0,002\text{ mm.}$ Son partículas de tamaño gel y están formadas por minerales silicatados, presentan una gran capacidad de retención de agua, con un porcentaje de huecos muy elevado (huecos pequeños pero con una gran superficie de absorción en las partículas). Debido a que el tamaño de los huecos es muy pequeño (aunque el índice de huecos es elevado), exhiben unos tiempos de expulsión de agua muy elevados y una permeabilidad muy baja.

En la Figura 1 se muestra la clasificación de los suelos en función de la granulometría.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

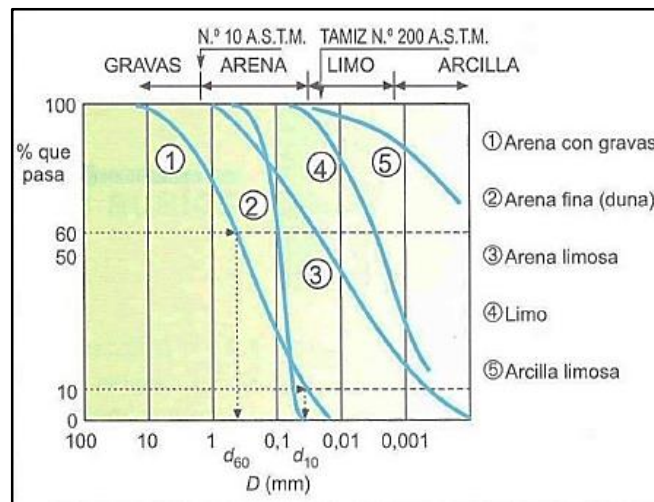


Figura 1. Clasificación de los suelos en función de la granulometría.

(Muelas Rodríguez, 2012, pág. 10)

2. El sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Este sistema se usa fundamentalmente para la evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo con material para la construcción de explanadas de carreteras.

A continuación, se presenta en la Figura 2 la clasificación de los suelos según la AASHTO.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Clasificación General	Materiales Granulares (35% o menos pasa tamiz #200)							Materiales Limoarcillosos (35% pasa el tamiz #200)			
	A1		A-3a	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
Clasificación de Grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Tamizado, % que pasa											
No. 10 (2.00 mm)	50 máx..
No. 40 (4.25 µm)	30 máx..	50 máx..	51 mín.
No. 200 (75 µm)	15 máx..	25 máx..	10 máx..	35 máx..	35 máx..	35 máx..	35 máx..	35 máx..	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Consistencia											
Limite Líquido	B				40 máx..	41 mín.	40 máx..	41 mín.
Índice de Plasticidad	6 máx.		N.P	B				10 máx..	10 máx..	11 mín.	11 mín. b
Tipo de materiales característicos	Cantos, gravas y arenas		Arena fina	Grava y arena limoarcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación	Excelente a bueno							Regular a malo			

a. La colocación de A3 antes de A2 en el proceso de eliminación de izquierda a derecha no necesariamente indica superioridad de A3 sobre A2.

b. El índice de plasticidad del sub- grupo A-7-5 es igual o menor que LL-30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL-30.

Figura 2. Clasificación de los Suelos Según AASHTO
(Campos Rivera, Gómez Castro, & Torres Flórez, 2006, pág. 73)

3.El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos USCS (Unified Soil Classification System).

Este sistema fue propuesto inicialmente por Casagrande y después fue revisado por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos y por el Cuerpo de Ingenieros. Este sistema es el más amplio en relación con la variedad de problemas geotécnico. En la Figura 3, se establece la tabla de clasificación de los suelos según el Sistema Unificado (USCS).

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Identificación en el campo (Excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm) y basando las fracciones en pesos estimados				Símbolo del grupo	Nombres Típicos	
Suelos de grano grueso. Mas de la mitad del material es retenido por el tamiz No. 200.	Gravas mas de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz No. 4	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	G W	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos	
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	G P	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos	
	Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo M L mas abajo)	G M	Gravas limosas, mezclas mas graduadas de grava, arena y limo	
			Finos plásticos (para la identificación ver el grupo C L mas abajo)	G C	Gravas arcillosas, mezclas gradadas de grava, arena y arcilla.	
	Arenas mas de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz No. 4	Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	S W	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos	
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños con ausencia de algunos tamaños intermedios	S P	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos	
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Finos no plásticos (para la identificación ver el grupo M L mas abajo)	S M	Arena limosa, mezcla de arena y limo mal graduadas
				Finos plásticos (para la identificación ver el grupo C L mas abajo)	S C	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas
	Suelos de grano fino. Mas de la mitad del material pasa por el tamiz No. 200.	Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz No. 40				
		Limos y arcillas con limite liquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)	
Nula a ligera			Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas con ligera
Media a alta			Nula a muy lenta	Media	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas
Ligera a media			Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
Limos y arcillas con limite liquido mayor de 50		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas
		Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta
Suelos altamente orgánicos	Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			P t	Turba y otros suelos altamente orgánicos	
Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos P. ej. G W-G C, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S Standard.						

Figura 3. Sistema Unificado de Clasificación de suelos USCS.

Tomado de: (Muelas Rodríguez, 2012, pág. 13)

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

2. Caracterización de la Zona Objeto de Estudio: Chapinero Alto.

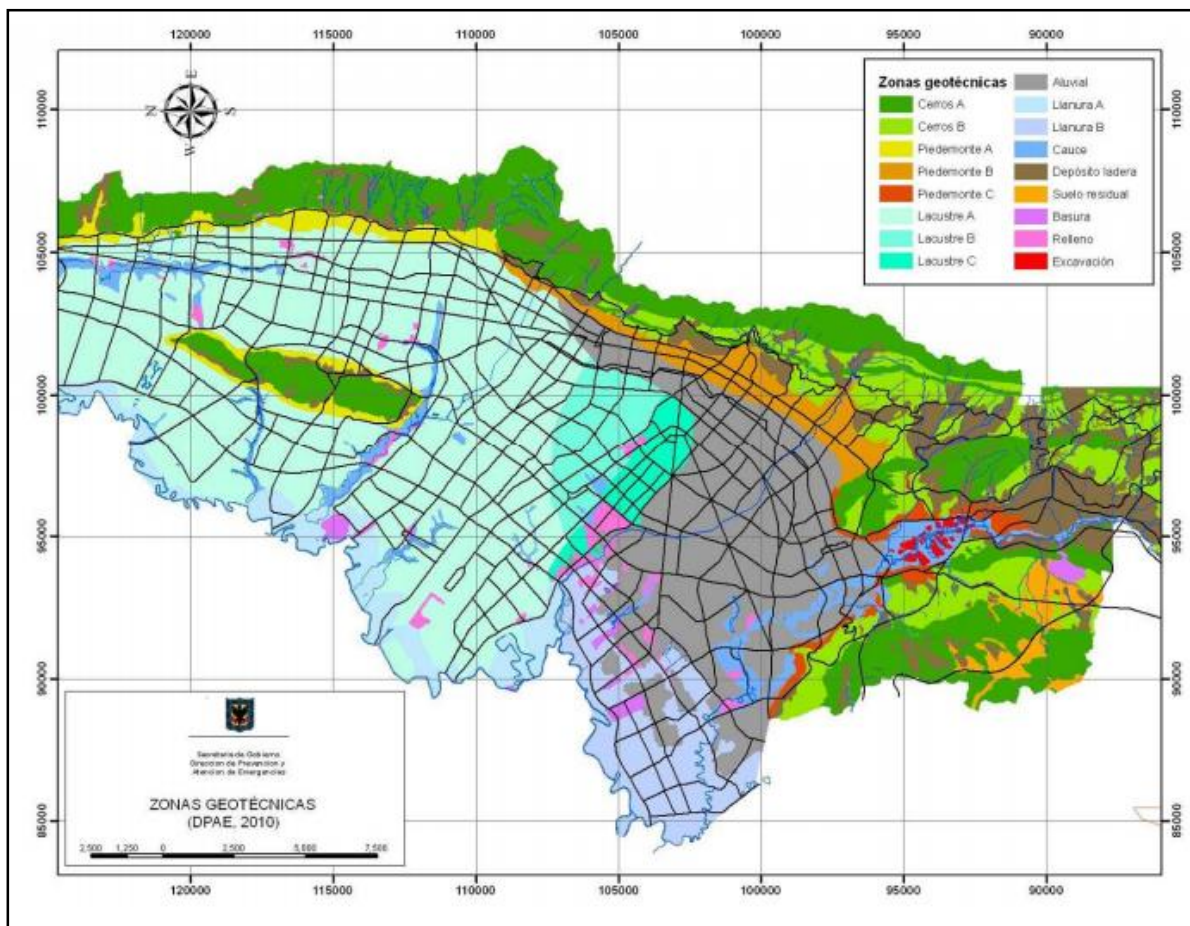


Figura 4. Mapa de Sismoresistencia de Bogotá.

Tomado de: (Fondo de Prevención y Atención de Emergencias de Bogotá (FOPAE), 2010)

De acuerdo con el nuevo mapa de Microzonificación Sísmica de Bogotá, que fue entregado en el 2010, la localidad de Chapinero presenta cuatro de las seis zonas en que se encuentra clasificada la ciudad, así: cerros, piedemonte, lacustre y lacustre aluvial.

Específicamente, el sector de Chapinero Alto, se encuentra ubicado hacia el occidente de la localidad en una franja de ancho variable perteneciente a la zona 2 Piedemonte, la cual está

conformada por la zona de transición entre los cerros y la zona plana y consta principalmente de depósitos coluviales y conos de deyección de materiales con una elevada capacidad portante en general, pero con estratigrafías heterogéneas con predominio de arenas, gravas y limos y depósitos ocasionales de arcillas de poco espesor. Entre los principales barrios en la zona se pueden contar: Cataluña, Sucre, Marly, Bosque Calderón Chapinero Central, Chapinero Norte, Emaus, Bellavista, Los Rosales, Quinta Camacho, La Salle, Santa Cristina, Granda y Las Acacias.

3. Los Estudios Geotécnicos y el Reconocimiento del Terreno.

El estudio geotécnico constituye la primera fase de la metodología geotécnica: “partiendo de la información geológica y geotécnica existente, así como de los antecedentes de cimentación en la zona, se realiza una campaña de prospección y reconocimiento del terreno, tomando muestras para su ensayo en el laboratorio y definiendo los parámetros geotécnicos característicos” (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989).

De manera que en el estudio geotécnico deben tenerse en cuenta los patrones del terreno antes de proceder al reconocimiento del mismo. Dichos patrones son aquellos relativos a características de tipo geológico e hidrogeológico. A partir de los ensayos que se decidan utilizar (*In situ* o de laboratorio) se determinarán las correlaciones apropiadas para establecer los parámetros geotécnicos correspondientes, tal y como se indica en la figura 4.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

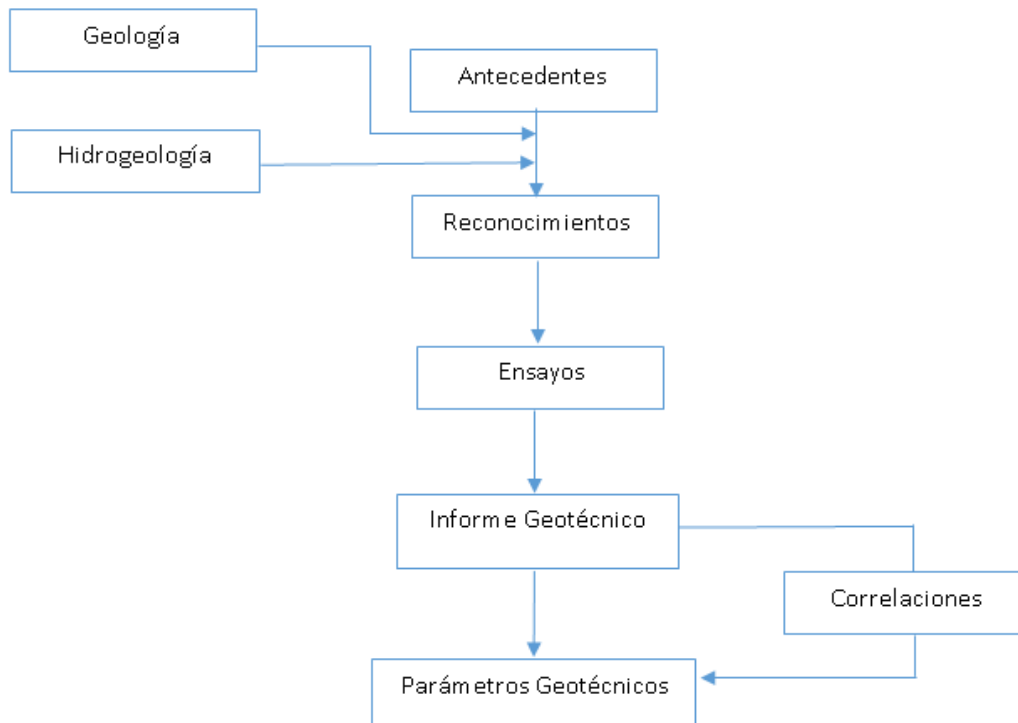


Figura 5. Esquema Estudio Geotécnico.

Modificado por el autor. Tomado de Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, p. 9.

Es importante tener en cuenta que el terreno quedará caracterizado, no solo en relación con la naturaleza y capas que lo componen, sino además cuando se conozcan las propiedades geotécnicas de las mismas, que sean necesarias para utilizar los correspondientes modelos o teorías de cálculo de cimentaciones.

Existen dos caminos para establecer estas propiedades:

1. Estimándolas a partir de datos existentes para el mismo terreno, o terrenos comparables.
2. Determinándolas a partir de ensayos de laboratorio o ensayos *in situ*, bien directamente o a través de correlaciones entre parámetros geotécnicos. Lo recomendable siempre es que las

estimaciones no se utilicen para evitar los reconocimientos normales (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 36)

El Reconocimiento del Terreno.

Para proceder correctamente en el reconocimiento de las propiedades geotécnicas del suelo, es necesario primero identificar cuáles son las necesidades específicas a resolver, para luego escoger el modelo o método que se encuentre más acorde con la posibilidad de satisfacerlas.

En relación con las técnicas para el reconocimiento del terreno, existen un buen número de ellas de acuerdo con la literatura especializada, sin embargo, para efectos del presente trabajo se seguirá lo dispuesto para este respecto por Rodríguez, Cerra y Oteo en la obra “Curso Aplicado de Cimentaciones” (1989). Así las cosas, se pueden diferenciar cinco técnicas fundamentales para realizar la inspección, a saber:

1. Catas o pozos.
2. Sondeos mecánicos o manuales.
3. Pruebas de penetración dinámica o estática.
4. Métodos geofísicos.
5. Pruebas In situ.

A continuación se expondrán los aspectos principales de cada una de las técnicas previamente señaladas.

1. *Catas.*

En este grupo se encuentran todas las excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y eventualmente realizar ensayos *in situ*. (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 12)

Se recomienda, en el citado Manual, que el reconocimiento del terreno por medio de esta técnica, se realice preferiblemente en las hipótesis: 1) De forma especial para terrenos cohesivos, 2) Cuando sea posible alcanzar en todos los puntos del terreno el firme o substrato de apoyo, 3) Cuando se posean las garantías suficientes y 4) Cuando no sea necesario la realización de otras pruebas *in situ* relacionadas con sondeos. (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 12)

2. *Sondeos.*

“Son perforaciones de pequeño diámetro que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno así como extraer muestras del mismo y, eventualmente realizar ensayos *in situ*”. (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 12).

Los sondeos pueden ser de varias clases, las cuales son reseñadas a continuación:

*Los sondeos manuales.

Son aquellas exploraciones que se efectúan con barrera de gusanillo o cucharas (existen diversos tipos). De acuerdo con Rodríguez, Cerra y Oteo, es apropiado utilizar esta técnica “cuando las condiciones del agua freática y la profundidad alcanzable con el equipo permiten una caracterización adecuada del terreno”. (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989,

pág. 13). A este respecto, debe considerarse siempre la naturaleza alterada de las muestras obtenidas, las cuales pese a estas características continúan siendo válidas para la identificación y especificación de la humedad natural del suelo en estudio.

De manera que la prospección por medio de este tipo de sondeo, está indicada para los siguientes efectos: 1) Para localizar una base rocosa próxima a la superficie atravesando capa poco resistente, 2) para determinar el nivel freático, 3) Para interponer entre sondeos mecánicos. (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 13)

*Sondeos mecánicos.

“Son perforaciones realizadas a presión (suelos blandos), percusión (gravas, materiales cementados) o rotación (rocas, suelos duros), con diámetros habituales entre *65mm* y *140 mm*, y que sirven para la extracción y reconocimiento del terreno (testigos), para la obtención de muestras del terreno mediante útiles apropiados (toma muestras) y para la realización de algunos ensayos *in situ*” (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 13).

En el marco de un estudio geotécnico es precisa la utilización de los sondeos mecánicos en los siguientes casos:

- Cuando se requiera alcanzar profundidades superiores a las alcanzables con catas o sondeos manuales.
- Cuando sea indispensable para el reconocimiento del terreno bajo el nivel freático.
- En aquellos casos que exista la necesidad de atravesar capas rocosas o de alta resistencia.
- Cuando sea necesaria la extracción de muestras inalteradas profundas.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

- Para el desarrollo de pruebas de deformabilidad o resistencia de tipo presiométrico, molinete, penetración estándar, entre otras. (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 14)

*Ensayos en Sondeos.

Los ensayos *in situ* pueden clasificarse en un gran número de formas, entredichas clasificaciones se destacan las que hacen referencia a los siguientes aspectos: al costo de los ensayos, a la facilidad del uso de la determinada técnica, al método de interpretación, de acuerdo con los tipos de suelo en el que se pueden utilizar el ensayo, de acuerdo con los parámetros que se pueden determinar por medio del ensayo, de acuerdo con el propósito con el que se va a utilizar la información resultante del test, entre otros¹ (Clayton, Matthews, & Simons, 1995).

Fernando Schnaid (Schnaid, 2005, pág. 5), divide las técnicas de campo existentes en dos grandes grupos:

- Ensayos No destructivos o Semi destructivos: En su desarrollo se alcanza una perturbación global mínima de la estructura del suelo, de igual forma, durante el proceso de instalación se genera un nivel de modificación bajo con respecto a la tensión efectiva media inicial. En este grupo se incluyen –entre otros– los siguientes ensayos: técnicas sísmicas, sondas presiométricas y pruebas de carga de placa² (Schnaid, 2005, pág. 5).
- Pruebas invasivas y destructivas: En ensayos de este tipo la perturbación inicial es propiciada por la penetración o la instalación de la sonda en el suelo. Las técnicas

¹La traducción es del autor, el texto original se encuentra en idioma inglés.

² La traducción es del autor, el texto original se encuentra en idioma inglés.

invasivas-destructivas comprenden: el ensayo de Penetración Estándar (SPT), el ensayo de Penetración por Conos (CPT) y la prueba con dilatómetro (DMT). En palabras de Schnaid, las herramientas de penetración utilizadas en este tipo de pruebas son robustas, su mecanismo de instalación es complejo y la interpretación rigurosa de los datos que arrojan solo es susceptible de ser realizada en algunas ocasiones³. (Schnaid, 2005, pág. 5)

Es importante señalar que los principales ensayos *in situ* que se utilizan en la actualidad son: 1) Ensayo de penetración estándar (SPT); 2) Ensayos dinámicos y estáticos de cono CPT, CPTU) 3) Prueba con Presiómetros; 4) Ensayo con dilatómetro plano; 5) Ensayo de sonda de molinete o veleta (VST).

A esta altura de la exposición, vale la pena anotar, que en el presente trabajo de grado se escogió la utilización de dos ensayos *in situ* para la exploración y determinación de parámetros de resistencia de los suelos existentes en la zona escogida: el ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo de veleta (VST). Por lo tanto, se procederá a continuación a realizar una breve descripción de estos, siendo indispensable aclarar que un estudio y análisis más profundo de los mismos será efectuado en el siguiente apartado de esta investigación.

- El ensayo de Penetración Estándar (SPT). El SPT define la resistencia que muestra el suelo –en el fondo de una perforación– a la penetración de un toma muestras circular de acero. En este proceso, es posible además recuperar una muestra perturbada con el objetivo de proceder a identificarla. La resistencia a la penetración obtenida mediante SPT, puede ser relacionada con las

³ La traducción es del autor. El texto original se encuentra en idioma inglés.

características y variables del terreno objeto de estudio, esencialmente en suelos de tipo granular y arcillas saturadas. (De Marco, 2002, pág. 1)

A groso modo, el procedimiento del ensayo consiste en dejar caer un martillo de $63,5 \text{ kg}$ de peso sobre una cabeza de hinca, desde una altura de 76 cm . De esta forma, lo que se obtiene como resistencia a la penetración se encuentra definido por el indicador del número de golpes necesario para lograr la penetración de 30 cm del muestreador (luego de su descenso por gravedad e hinca de 15 cm para apoyo). (De Marco, 2002, pág. 1)

-El ensayo de Veleta o Molinete –*Vane Test*– (VST). Este test se usa para calcular la resistencia al corte sin drenar de suelos blandos. El procedimiento consiste básicamente en hacer girar unas aspas en el terreno, midiendo el par aplicado. Posee gran utilidad para realizar mediciones en suelos blandos, ($S_u \leq 0,5 \text{ kp/cm}^2$). Las varillas utilizadas poseen un diámetro de 20 mm , mientras que el diámetro de las aletas puede corresponder a los siguientes valores: 55×110 o $65 \times 130 \text{ mm}$.

3. Pruebas de Penetración.

Consiste en realizar una penetración en el terreno con una puntaza de dimensiones normalizadas, mediante la aplicación de una energía de impacto fija o una presión estática. (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 18)

“Estas pruebas proporcionan una medida indirecta, continua o discontinua de la resistencia o deformabilidad del terreno, determinándose esas propiedades a través de correlaciones empíricas. Existen también combinaciones de penetrómetros con Presiómetros o molinetes, registradores de presión intersticial, entre otros”. (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 18)

Las pruebas de penetración se utilizan en los siguientes casos:

- Para darle seguimiento a las capas conocidas por medio de sondeos o experiencia local.
- Para determinar *in situ* la resistencia a la penetración.

4. Métodos Geofísicos

Son técnicas que permiten medir determinadas propiedades físicas del terreno a partir de sí misma o por medio de sondeos mecánicos.

Su empleo es recomendado especialmente en estudios de evaluación o cuando sea necesario cubrir áreas grandes (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 20).

Los métodos de superficie con mayor aplicación son los siguientes: los sondeos eléctricos verticales, la sísmica de refracción y la gravimetría.

5. Pruebas in situ.

Se recomienda la utilización de pruebas in situ cuando la información arrojada en los reconocimientos anteriormente mencionados no sea suficiente para determinar de forma adecuada las propiedades del terreno.

Algunos ejemplos de pruebas in situ se enuncian a continuación:

- Ensayos de carga con placa
- Pruebas de carga de terrenos blandos
- Ensayos sobre prototipos de cimentaciones
- Pruebas de permeabilidad. (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 21)

Los Principales Descriptores Geotécnicos.

Con lo expuesto hasta el momento, debe subrayarse la importancia del hecho que los estudios geotécnicos no se limiten exclusivamente a aportar información cualitativa y apreciaciones subjetivas, por el contrario deben ofrecer un alto grado de objetividad de los métodos de verificación utilizados.

Para Joan Franchi, la base de dicha concepción analítica radica en una descripción cuantificada de las características del terreno, por consiguiente señala que cada una de las características cuantificables del suelo debe ser reconocida como un “descriptor geotécnico” (Franchi, 2014). De acuerdo con la autora, los descriptores geotécnicos básicos que deben estar incluidos en un estudio geotécnico, son los siguientes:

- Descriptores geotécnicos básicos o de identificación: Parámetros de estado (humedad y densidad), granulometría, plasticidad: límites de Atterberg y clasificación de los suelos.
- Descriptores geotécnicos sobre la resistencia al corte del suelo: Cohesión, ángulo de rozamiento interno, cohesión no drenada y resistencia a la cohesión simple.
- Descriptores geotécnicos sobre la deformación del suelo: Módulo de Young y coeficiente de Poisson, tensión de preconsolidación (arcillas), coeficientes de compresibilidad (arcillas) o parámetros equivalentes.
- Descriptores geotécnicos sobre la permeabilidad: Coeficiente de permeabilidad
- Descriptores geotécnicos sobre características químicas, en especial relación a la agresividad del terreno respecto al hormigón: En relación con los suelos, se tiene la identificación de sulfatos

y Acidez Baumann – Gully; en relación con las aguas: pH, Magnesio, Amonio, sulfatos, dióxido de Carbono, residuo seco.

- Descriptores geotécnicos a considerar en suelos metaestables: Para suelos expansivos debe considerarse la tensión máxima de hinchamiento, hinchamiento libre, índice de expansividad (hinchamiento Lambe, atención: solo cualitativo), para suelos colapsables, el índice de colapso. (Franci, 2014)

Las técnicas de muestreo.

Las muestras son “porciones representativas del terreno que conservan algunas o la totalidad de las propiedades del mismo y que se extraen para su identificación o realizar ensayos de laboratorio” (Rodriguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 22).

En el proceso de prospección del subsuelo, se obtienen principalmente dos tipos de muestras:

a) Las muestras alteradas (MA). Como bolsas de suelo, trozos de trigo, terrones, etc. Este tipo de muestras son útiles para la determinación de propiedades del terreno, tales como: estratigrafía, granulometría, plasticidad, peso específico de partículas, entre otras.

b) Muestras inalteradas. Tales como las muestras para la determinación de la humedad (MH), las muestras en bloque (MB) y las muestras para la determinación de propiedades geotécnicas.

Este tipo de muestras se utilizan generalmente para hallar las siguientes propiedades del suelo: peso específico aparente, resistencia al corte, compresibilidad, permeabilidad y humedad natural, entre otras.

Los principales mecanismos o herramientas utilizados para el muestreo, se enumeran a continuación:

1. Muestreador de media caña.
2. El cucharón rascador.
3. Tubo de pared delgada.
4. Muestreador de pistón. (Das, 2001, págs. 99-107)

La Profundidad de la Perforación.

La profundidad mínima aproximada requerida para los sondeos debe ser predeterminada. La profundidad puede ser cambiada durante la operación de barrenado, dependiendo del subsuelo encontrado. Para determinar la profundidad mínima aproximada de barrenado los ingenieros usan las reglas establecidas por la American Society of Civil Engineers en 1972 (Das, 2001, pág. 92), así:

1. Se debe determinar el incremento neto de esfuerzo, bajo una cimentación, como se muestra en la figura a continuación.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

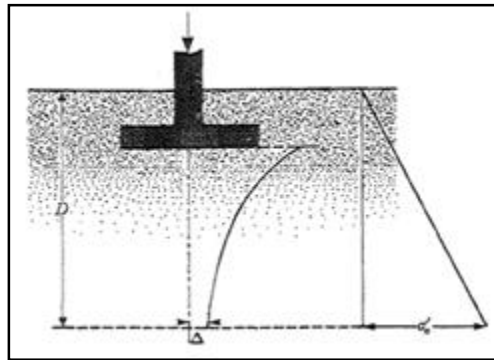


Figura 6. Determinación del Incremento Neto de Esfuerzo

(Das, 2001, pág. 108)

2. Se debe estimar la variación del esfuerzo vertical efectivo con la profundidad.
3. Luego se procede a determinar la profundidad, en la que el incremento de esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo neto estimado sobre la cimentación.
4. Más adelante se determina la profundidad en la que el incremento neto de esfuerzo es igual a 0.05 .
5. Finalmente –salvo que se encuentre un lecho rocoso–, la menor de las dos profundidades que se determinaron en los pasos previos, es la profundidad mínima aproximada requerida de perforación.

De acuerdo con Sowers y Sowers (1970), al utilizar las reglas previas relativas a las profundidades de perforación para un edificio con un ancho de 30.5 m (100 pies) serán aproximadamente las siguientes (Ver Figura 7):

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Número de penetración estándar, N	Consistencia	Resistencia a comprensión no confinada, qu (Kn/m2)
0-2	Muy Blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Medio Firme	50-100
10-20	Firme	100-200
20-30	Muy Firme	200-400
>30	Dura	>400

Figura 7. Profundidad de Perforación- Sowers y Sowers

Elaborada por el autor. Tomada de: (Das, 2001, pág. 93)

Con respecto al tema de la profundidad de los reconocimientos, debe tomarse en consideración que sólo puede fijarse en el caso de los sondeos ya que las catas tienen un alcance limitado por el tipo de excavadora y los ensayos de penetración deben llevarse hasta el punto de rechazo (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 27).

Por último, es importante observar, que de acuerdo con el Colegio de Arquitectos de Madrid (Rodríguez Ortiz, Cerra Gesta, & Oteo Mazo, 1989, pág. 28) los sondeos deben alcanzar un sustrato que sea firme y que posea un espesor suficiente, penetrando en el mismo de acuerdo con el parámetro que sigue:

$$D_{sf} \geq 2 + 0.3 p (m)^4$$

⁴ Parámetro de profundidad de penetración de sondeos, según el Colegio de Arquitectos de Madrid.

4. Los parámetros de resistencia al corte del suelo.

Como ya se ha determinado en el apartado anterior, entre los descriptores geotécnicos sobre la resistencia al corte de los suelos se tienen los siguientes: Cohesión, ángulo de rozamiento interno, cohesión no drenada y resistencia a la cohesión simple. Para efectos del presente trabajo, se persigue la identificación de solo dos de tales parámetros de resistencia, los cuales hacen referencia específicamente al ángulo de rozamiento interno y la cohesión no drenada.

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él (Das, 2001, pág. 207). Para los ingenieros la comprensión de la naturaleza de la resistencia cortante posee una gran utilidad para el análisis de los problemas de la estabilidad del suelo, tal como capacidad de carga, estabilidad de taludes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras.

Debe considerarse que en el momento en que se realiza una modificación al estado tensional del suelo se generan deformaciones que pueden producir su rotura. No obstante, en algunas ocasiones los suelos con cohesión rompen a veces por tracción, como puede ser el caso de las grietas verticales que a veces se observan en la coronación de un talud deslizado, la forma de rotura más habitual en los suelos es por esfuerzo cortante (tensión tangencial). Resulta importante recordar que las características de la carga representan uno de los factores que influye directamente en la resistencia al corte de un suelo (Muelas Rodríguez, 2012).

En este orden de ideas, es oportuno traer a colación una breve explicación acerca de las condiciones “drenada o no drenada” de los suelos. Las características tensión-deformación de los

suelos, como sus relaciones presión-volumen, dependen mucho de que el contenido de agua pueda o no ajustarse al estado de tensión (A. Casagrande citado por Terzaghi & Peck, 1973). En igual medida, se reconocen dos condiciones extremas: la condición drenada y la condición no drenada. En la condición drenada, el cambio de tensión se aplica tan lentamente, respecto de la capacidad de drenaje del suelo, que no se alcanza a producir ningún exceso de presión de poros. Por su parte, en la condición no drenada, las tensiones se cambian tan rápidamente, con respecto a la posibilidad que el suelo tiene para drenar, que no se produce disipación alguna de la presión de poros. Usualmente, estas condiciones no se producen de forma íntegra en el terreno, pero si en el laboratorio, circunstancias que las hacen directrices valiosas para comprender el comportamiento de las masas de suelo (Terzaghi & Peck, 1973).

Una vez establecidos el significado y alcance de la condición de drenada o no drenada, es importante anotar que el suelo de la zona objeto de estudio, es un suelo de tipo arcilloso – piedemonte, de acuerdo con la caracterización de suelos del mapa de la ciudad de Bogotá-. Con esta especificación, es posible ahora determinar que este suelo posee dos cualidades que son relevantes para hallar los parámetros de resistencia respectivos, así: suelo no drenado, cohesivo y saturado.

De manera que la resistencia al corte sin drenaje, es susceptible de ser determinada en campo por medio de ensayos de laboratorio, como por medio de ensayos realizados in situ, tales como el ensayo de penetración estática o de veleta. Para efectos de la presente investigación, como se planteó desde el inicio, se hará uso de los dos últimos métodos mencionados.

- *La Cohesión*

“La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo” (Suárez Díaz, 1998, pág. 82). En el escenario de la mecánica de suelos, la cohesión es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en el terreno de la física el mismo término se utiliza para representar la tensión. Por consiguiente, la cohesión se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debido a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares internas (Campos Rivera, Gómez Castro, & Torres Flórez, 2006, pág. 39).

El concepto de cohesión se encuentra estrechamente ligado a la permeabilidad de los suelos y al estado energético del agua. En este sentido, es preciso tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

Las fuerzas básicas responsables de la retención y movimiento del agua en el suelo, se define como cohesión y adhesión. La fuerza de cohesión es la atracción entre moléculas de agua, mientras la adhesión es la atracción de las moléculas con la superficie sólidas. La fuerza de adhesión hace que algunas moléculas de agua estén rígidamente unidas a las partículas de suelo y se llama agua absorbida; en cambio las moléculas unidas por fuerzas de cohesión sobre superficie de los granos de suelo pueden ser fácilmente removidas. Las fuerzas de cohesión y adhesión juntas regulan el movimiento de agua. En suelos arcillosos la adhesión y cohesión ejercen sus fuerzas sobre sus propiedades de plasticidad. (Campos Rivera, Gómez Castro, & Torres Flórez, 2006, pág. 39)

- *El ángulo de fricción (φ)*

El ángulo de fricción interna “es la representación matemática del coeficiente de rozamiento”. (Suárez Díaz, 1998, pág. 81)

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

De acuerdo con Bilz (Citado por Suárez Díaz, 1998), el ángulo de fricción depende de varios factores, de los cuales se cuentan entre los más importantes los que se enumeran a continuación:

1. El tamaño de los granos.
2. La forma de los granos.
3. La distribución de los tamaños de granos.
4. La densidad.

Joan Franchi, realiza una explicación amplia, didáctica e interesante del ángulo de rozamiento interno, por medio de una ilustración (Figura 8) que ejemplifica el rozamiento sobre un plano de inclinación variable de un sólido de geometría regular. Veamos:

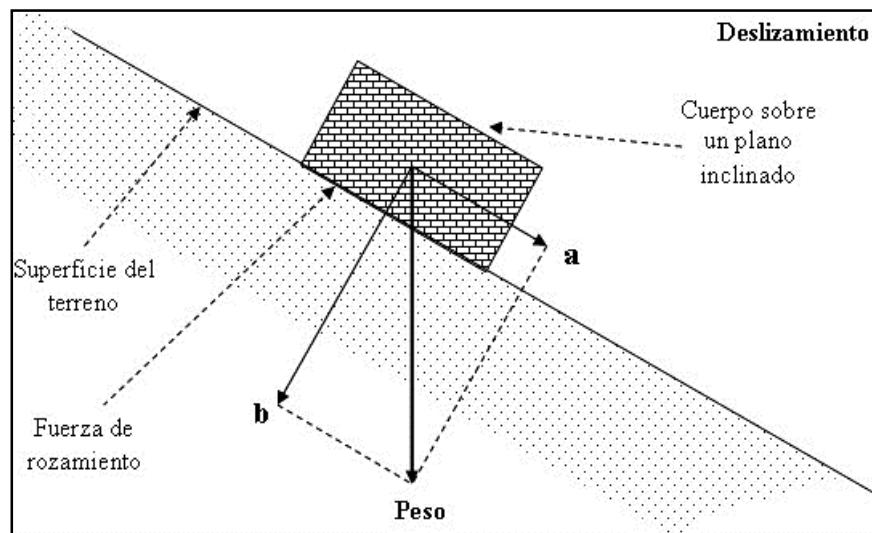


Figura 8. Deslizamiento de un cuerpo sólido – ángulo de rozamiento.

Tomado de: (Franchi, 2014)

Para Franchi, este ejemplo contribuye a visualizar el significado del ángulo de rozamiento, pues permite visualizar un plano (inclinado) con inclinación variable –igual al plano de rotura– sobre

el cual se dispone un sólido –de geometría regular– partiendo de la horizontal, se incrementa progresivamente el ángulo del plano inclinado hasta que el sólido inicia el deslizamiento: “El vector peso puede ser descompuesto en dos vectores en relación al plano: a (paralelo al plano, y correspondiente a la fuerza tangencial) y b (perpendicular al mismo, correspondiente a la fuerza normal.) Si a supera a la fuerza de rozamiento ($b \cdot \operatorname{tg} \varphi$), el cuerpo iniciará el deslizamiento pendiente abajo cuando la inclinación del plano sea $i = \varphi$ ” (Franci, 2014)

De forma que este ejemplo basado en la teoría general de sólidos puede extenderse a los suelos considerando que el rozamiento entre granos aislados corresponde al ángulo φ . “No obstante, la movilización de los granos a pequeña escala no depende solo de su rozamiento mutuo, si no de la traslación necesaria entre las partículas para posibilitar el movimiento relativo de dos masas de suelo que deslizan una respecto a la otra, separadas por una superficie de rotura (debido a lo cual el rozamiento interno del suelo es superior al rozamiento entre partículas)”.

Concluye el autor afirmando que en el valor del rozamiento interno del suelo, constituye un elemento fundamental la forma en que las partículas se encuentran dispuestas unas con otras, por cuanto más compacta sea la forma de las partículas y más denso sea el suelo, mayor será su rozamiento interno, y por consiguiente su resistencia al corte.

5. Modelo Mohr Coulomb.

Hacia 1776, Mohr Coulomb presentó una teoría que explica –desde una perspectiva matemática y gráfica– conceptos sobre la ruptura de los materiales y la resistencia cortante de los suelos. Esta teoría afirma que “un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo

cortante” (Das, 2001, pág. 207). La representación gráfica de esta teoría es conocida como el círculo de Mohr Coulomb, siguiendo a Suárez Díaz la lógica de este planteamiento puede ser explicada de la siguiente forma:

En un análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y , y τ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas $\tau - \sigma$, se puede trazar el círculo de Esfuerzos de Mohr. En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como Esfuerzos principales. Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior (Suárez Díaz, 1998, pág. 85).

Ahora bien, la utilización de la teoría de Mohr Coulomb posee varias ventajas, entre las cuales se deben subrayar las siguientes:

- Permite visualizar las relaciones entre las tensiones normales y tangenciales que actúan sobre varios planos inclinados en un punto de un cuerpo sometido a tensiones.
- Resulta útil para calcular las tensiones principales, las tensiones tangenciales máximas y las tensiones en planos inclinados.
- El círculo de Mohr es válido además para otras cantidades de naturaleza matemática similar, incluidas las deformaciones y los momentos de inercia. (Muelas Rodríguez, 2012, pág. 73).

De forma que, el círculo de Mohr es utilizado para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, y para ello se utiliza la envolvente de falla Mohr Coulomb, que puede

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

resumirse en el hecho que una combinación crítica de esfuerzos ha sido alcanzada. (Suárez Díaz, 1998, pág. 85).

La envolvente de falla Mohr - Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse en la forma:

$$s = A (\sigma')^b \quad ^5$$

Donde:

s = Resistencia al cortante

σ' = Esfuerzo normal efectivo

A y b = Constantes

Siguiendo a Suárez Díaz, puede afirmarse (pág. 86) que la línea curva a la que se hace referencia en el criterio de falla de Mohr puede definirse como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos, así: $\tau = c + \sigma \tan \phi$ $\tau = c + \sigma \tan \phi$

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad ^6$$

Donde:

s = Resistencia del suelo al esfuerzo cortante.

c' = Intercepto del eje de resistencia (cohesión).

⁵ Ecuación del envolvente de falla de Mohr Coulomb.

⁶ Ecuación de rango de esfuerzos propuesta por Mohr Coulomb

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

ϕ' = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción) el cual viene determinado por el producto de la tensión normal a dicho plano por la tangente del ángulo de rozamiento interno del material (Franci, 2014).

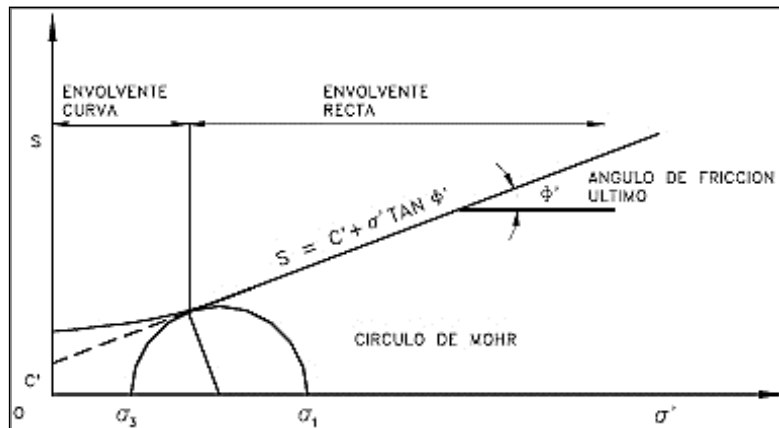


Figura 9. Envolvente de Falla y Círculo de Mohr.

Tomado de: (Suárez Díaz, 1998, pág. 85)

Para finalizar la exposición sobre el modelo de Mohr Coulomb, se considera primordial traer a colación la interpretación que sobre el mismo realiza Das (2001, pág. 208), para tal efecto debe tomarse como punto de partida la figura 10 que sigue a continuación:

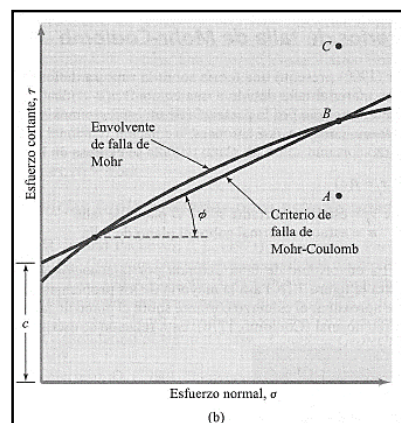


Figura 10. Envolvente de Falla Mohr y los Criterios de Falla de Mohr

(Das, 2001, pág. 208)

Siguiendo el planteamiento de Das, el significado de la envolvente de falla se explica de la siguiente forma

1. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A (que se encuentra por fuera de la envolvente de falla) en la figura 8, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano.
2. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B (que se encuentra sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano.
3. Por último se tiene que un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C no existe porque éste queda por arriba de la envolvente de falla y la cortante ya habría ocurrido en el suelo (Das, 2001, pág. 209)

II. Marco Conceptual.

Como ya se ha advertido desde el capítulo anterior, los ensayos geotécnicos *in situ* (EGIS) integran una amplia gama de técnicas –caracterizadas por su variedad e independencia– que apuntan a la obtención de un objetivo en común: “la caracterización mecánica de las capas que componen el subsuelo a través de parámetros medidos en el propio medio natural” (Devincenci & Frank, 2004, pág. 6).

Charles Peter Worth, en su obra “The interpretation of in situ soil tests” (citado por Devincenci & Frank, 2004, pág. 6) determina que los cuatro propósitos fundamentales de los EGIS son:

- “1. La caracterización o “diagnosis del terreno”.
2. La determinación de propiedades específicas del suelo.
3. El control de obras.
4. La comprobación de hipótesis de cálculo y análisis retrospectivo”. (Devincenci & Frank, 2004, pág. 6)

Es de vital importancia comprender que la realización de una caracterización adecuada de geomateriales naturales del suelo es primordial en todas las investigaciones *in situ* porque estos resultados poseen un gran impacto en relación con las orientaciones y soluciones que se van a proponer para la seguridad, el rendimiento y la economía de cualquier obra (Mayne, 2006, pág. 2).

En la presente monografía de grado se ha seleccionado la aplicación de dos ensayos *in situ* – Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y Ensayo de Veleta (VST)– para determinar parámetros de resistencia al corte, tales como cohesión no drenada y ángulo de fricción interna en suelos del sector de Chapinero Alto. En base a esta apreciación, se procede a continuación a explicar en detalle cada uno de los laboratorios mencionados, en razón a sus características principales, procedimiento, normativa aplicable, correcciones, correlaciones y ventajas de su aplicación.

1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

Antecedentes.

En 1902 Charles R. Gow marcó el inicio del muestreo dinámico de los suelos, al implementar la práctica de hincar en el suelo un tubo de 1 pulgada de diámetro exterior con el fin de obtener muestras. En 1922, la empresa de Gow se convirtió en una subsidiaria de Raymond Concrete Pile, la cual se encargó de difundir la nueva metodología para estimación de la resistencia del material basada en la mencionada practica de hinca de tubo (López Menardi, 2003, pág. 6).

En 1927, con base al trabajo de campo realizado por G. A Fletcher y el desarrollo de investigaciones realizadas por H. A. Mohr (gerente regional de Gow Company en Nueva Inglaterra, U.S.A.), se diseñó la cuchara partida de dos pulgadas de diámetro exterior. (López Menardi, 2003, pág. 6). Para 1930, se da inicio a la reglamentación del método de ensayo con la realización de mediciones de la resistencia a la penetración de una cuchara partida (de 2 pulgadas) bajo una carrera de 12 pulgadas, empleando una maza de 63,5 kg. que caía desde 76,2 cm. de altura.

H.A Mohr, en su trabajo denominado “Exploration of soil conditions and sampling operations” –publicado por la Universidad de Harvard– afirma que el método de exploración del suelo y su muestreo se estableció en 1929, momento para el cual Gow realiza el primer ensayo formal del ensayo de Penetración.

De otro lado, es hasta 1948, en el libro “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica” de Terzaghi y Peck, donde se realiza una referencia directa al método como el ensayo de penetración estándar. (López Menardi, 2003, pág. 6)

El Procedimiento.

Con base a lo prescrito por la Norma ASTM D1586-84, Muelas Rodríguez realiza una síntesis sobre las reglas de procedimiento que se deben observar para la realización del ensayo de penetración estándar. A continuación se transcribe dicha síntesis por su importancia práctica y calidad conceptual, así:

1. Se ejecuta un taladro hasta la cota deseada y en el fondo del mismo (una vez limpiado cuidadosamente) se introduce un tomamuestras de dimensiones estándar que consta de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con el varillaje.
2. Se hince el tomamuestras en el terreno 60 cm, contando el número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 centímetros. La hince se realiza mediante una maza de 63m 5 kg (140 libras) que cae desde una altura de 76 cm (30 pulgadas) en una cabeza de golpeo o yunque. La lectura del golpeo del primer y último tramo no se tiene en cuenta, por posible alteración del suelo o derrumbes de las paredes del sondeo en el primer caso y por posible sobrecompactación en el segundo. Los valores de golpeo de los tramos centrales de 15 cm sumados conducen al parámetro $N_{30\ SPT}$ o N_{SPT} , denominado también resistencia a la penetración estándar. Cuando el terreno es muy resistente se detiene la prueba para un determinado número de golpes (rechazo, R), anotando la penetración realizada.
3. El tomamuestras permite además recoger una muestra alterada del suelo que posibilita su identificación. Normalmente esta muestra se introduce en un recipiente o bolsa en los que se indican

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

en una etiqueta, además de los datos de la obra, sondeo, profundidad, fecha, etc., los valores de golpeo obtenidos. (Muelas Rodríguez, 2012, págs. 19-20)

En Colombia, en la práctica ingenieril, los pasos previamente descritos por Muelas, constituyen básicamente el fundamento para la realización del ensayo de Penetración Estándar (SPT).

La Normatividad.

En 1958, la ASTM (American Society for Testing Materials) introdujo la primera descripción del ensayo de Penetración Estándar, la cual fue denominada “Método tentativo de Ensayo de Penetración y Toma de Muestras del Suelo con Tubo Testigo Hendido Longitudinalmente”. Para 1967, la ASTM convirtió el método tentativo es un método normalizado.

La ASTM D 1586-84 (ASTM, reprobado en 1992) es la normalización actual impartida por la Sociedad Americana de Normalización (ASTM, por su sigla en inglés).

López Menardi, realiza un análisis del método propuesto por la ASTM para la realización del Ensayo *In Situ* de Penetración Estándar (SPT), a partir del cual propone como fundamentales los elementos y propiedades que se enuncian a continuación:

1. Maza con peso de $63,5 \text{ kg}$.
2. Se determina una altura para la caída: 76 cm (equivalente a 30 pulgadas).
3. El diámetro externo establecido para el sacamuestras es de $50\text{mm}=2 \text{ pulgadas}$.

4. El diámetro interno del sacamuestras corresponde a *35 mm ó 1 3/8 pulgadas*.
5. Variante con diámetro interno 38mm y tubo portamuestras (diámetro interno final *35mm*)
6. El mecanismo de liberación del martinete funciona por medio de sogas y malacate.
7. Las barras de sondeo.
8. La cabeza de golpeo. (López Menardi, 2003)

De acuerdo con la citada norma ASTM, en el ensayo SPT se concibe como rechazo y debe darse por terminado el procedimiento, en los casos a continuación:

1. Cuando se aplican 50 golpes para un tramo de *15 cm*.
2. Cuando en total durante el procedimiento se aplican *100 golpes*.
3. Cuando al cabo de 10 golpes, aun no es posible observar penetración. (Muelas Rodríguez, 2012, pág. 20)

Ventajas y Desventajas.

En el Manual sobre Investigaciones del Subsuelo del Instituto Nacional de Vías de los Estados Unidos de 2001, se realiza un completo análisis sobre el planteamiento, la ejecución e interpretación de las investigaciones geotécnicas *in situ*, a la vez que se caracterizan los ensayos estableciendo, de cara a la práctica, las principales ventajas y desventajas de cada uno de ellos. A continuación se subrayan estas características para el ensayo de penetración estándar –de las premisas dadas por el citado Manual-.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Se obtiene tanto una muestra como un número.	Se obtiene tanto una muestra como un número, sin embargo obtener estos parámetros de forma simultánea puede traducirse en mala calidad para ambos. Además, la muestra puede estar alterada, por lo cual aplica básicamente para caracterización.
Simplicidad y carácter robusto.	El número obtenido puede ser muy crudo para el análisis.
Apropiada para distintos tipos de suelo.	No aplica para arcillas blandas y limos.
Es posible utilizarlo en rocas blandas.	Alto índice de variabilidad e incertidumbre.
Se encuentra disponible de forma global.	

Tabla 1. Ventajas y Desventajas del Ensayo SPT. Elaborada por el Autor.

Tomado de: (National Highway Institute, 2001)

Los Factores que Afectan los Resultados del SPT.

Joseph E. Bowles, en su obra “Análisis y Diseño de la Cimentación”, señala una serie de variantes y diferencias que afectan los resultados del SPT. González reproduce los factores de alteración de los resultados abordados por Bowles de la siguiente forma:

- 1) Equipos producidos por diferentes fabricantes.
- 2) Diferentes configuraciones del martillo de hinca, de las cuales tres son las más comunes: (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 tomamuestras, 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 tomamuestras.

7) El diámetro de la perforación

8) La presión de confinamiento efectiva al tomamuestras, la cual depende del esfuerzo vertical efectivo en el sitio del ensayo. (González, 1999)

Kulway y Mayne (1990) realizan un importante aporte al tema objeto de análisis, pues ofrecen un esquema en el que además de las causas y efectos que contienen estos factores, explican su influencia en los resultados de un ensayo SPT, propiamente dicho. En la tabla a continuación se ilustran con claridad estos planteamientos:

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Causa	Efecto	Influencia sobre el valor del N(SPT)
Inadecuada limpieza del sondeo.	El SPT no es realizado en el suelo original, por consiguiente el suelo puede quedar atrapado en el tomamuestras y puede ser comprimido al hincar el tomamuestras, reduciendo la recuperación.	Incremento.
Irregularidad en el mantenimiento adecuado de la presión de agua en el sondeo.	Una fácil penetración en el fondo del sondeo.	Decremento.
Descuido en la medida de caída del martillo.	Variación de la energía del martillo (generalmente acumula una menor energía).	Incrementa.
Peso inexacto del martillo.	Variación de la energía del martillo (variación del suministro de peso en la perforación 5 al 7% comúnmente).	Incremento o decremento.
Golpeo excéntrico en el collar del martillo.	La energía del martillo se reduce.	Incremento.
Falta de caída libre del martillo por no engrasado de la superficie, cuerdas nuevas rígidas y pesadas, más de dos vuelta en el cabestrante (malacate de fricción), soltado incompleto de la cuerda en cada caída.	La energía del martillo se reduce.	Incremento.
Hincado del tomamuestras arriba de la parte inferior del revestimiento.	Hinca del tomamuestras en el suelo disturbado y artificialmente densificado.	Incremento en gran medida.
Descuido en el conteo de golpes.	Resultados inexactos.	Incremento o decremento.
Uso de tomamuestras no estándar o deteriorado.	Correlaciones no validas con el tomamuestras estándar.	Incremento o decremento.
Gravas gruesas o guijarros en el suelo.	El tomamuestras se bloquea y atasca.	Incremento.
Uso de varillas de perforación dobladas.	Inhibe la transferencia de energía al tomamuestras.	Incremento.

Figura 11. Factores que Afectan los Resultados del Ensayo SPT.

Elaborada por el autor. Citado por Ludeña, 2007

Fórmulas de Corrección y Correlaciones para el Mejoramiento de Resultados.

El objetivo principal de las correcciones es normalizar los valores obtenidos en el laboratorio para así obtener resultados más cercanos a los parámetros óptimos.

En el presente trabajo de investigación se tiene como propósito fundamental hallar las estimaciones para los parámetros de ángulo de fricción y cohesión no drenada. Mediante la realización del ensayo SPT, se busca principalmente obtener el resultado del ángulo de fricción, considerando que para las características del suelo del sector de Chapinero Alto, el cual es de tipo arcilloso –pie de monte de acuerdo con la microzonificación sísmica de Bogotá– este tipo de prueba resulta acertada para hallar dicho valor.

En atención a lo anterior, se utilizaron las formulas dadas por la literatura especializada, para determinar las correcciones respectivas a presión de confinamiento, energía y de número de golpes. Para tales efectos, se dio inicio a la labor de exploración mediante la determinación de los esfuerzos efectivos actuantes sobre el suelo.

Determinación de Esfuerzos Efectivos.

Teniendo en cuenta, que el cálculo de los esfuerzos totales actuantes sobre el suelo se determinan a partir del peso unitario del suelo, se designan a cada muestra relativa valores que oscilan entre el 17.5 Kn/m^3 –para materiales en los cuales no hay nivel freático– y el 18.5 Kn/m^3 –en los casos de suelos saturados que son afectados por nivel freático– (Montenegro Padilla, 2014, pág. 30). En este orden de ideas, se realizó posteriormente el cálculo de los esfuerzos actuantes dependiendo de su estado, así:

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

- Sin nivel freático (**Nf=0**)

$$(\gamma (\text{prof.} - Nf) + Nf * \gamma) ^7$$

- Con nivel freático (**Nf≠0**)

$$(\sigma v' ma1 + (\lambda ma2 - 10) * (Prof. ma2 - Prof. ma1))^8$$

- Con nivel freático anteriormente (**Saturado**)

$$(\gamma - 10) * (\text{prof.} ma2 - Nf) + Nf * \gamma ^9$$

Corrección al confinamiento (C_n).

Se realiza esta corrección porque el valor de N se encuentra influenciado por la sobrecarga debido al peso de las tierras (Devincenci & Frank, 2004, pág. 14). Vale la pena anotar que este factor fue identificado en 1957 por Gibz y Holtz.

Son muchos los factores de corrección que han sido propuestos para reducir el efecto de la presión de sobrecarga en los índices de resistencia a la penetración (De Marco, 2002, pág. 68). En el cuadro a continuación se presentan los autores con sus respectivas fórmulas de corrección que han sido utilizadas para este estudio.

⁷ Para muestras sin nivel freático

⁸ Para muestras con altura de nivel freático

⁹ Para muestras debajo del nivel freático

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Autor	Año	Ecuación
Peck	1948	$Cn = \frac{\log\left(\frac{20}{Rs}\right)}{\log(20)}$
Meyerhof - Ishihara	1975	$Cn = \frac{1,7}{0,7 + Rs}$
Seed - Idriss	1983	$Cn = 1 - K * \text{Log}(Rs)$
Schmertmann	1983	$Cn = \frac{32,5}{10,2 + 20,3 * Rs}$
Seed	1985	$Cn = 1 - 1,25 * \text{LOG}(Rs)$
Liao - Whitman	1986	$Cn = \sqrt{\frac{1}{Rs}}$
Skempton	1986	$Cn = \frac{2}{1 + Rs}$
González	1999	$Cn = \text{Log}\left(\frac{10}{Rs}\right)$

Tabla 2. Fórmulas de Corrección por Confinamiento.

Tomado de: (González, 1999, pág. 3)

Corrección por energía.

En tanto es fundamental, tener un control sobre la presión de sobrecarga del suelo, es necesario considerar las pérdidas por energía en los resultados del ensayo (De Marco, 2002, pág. 66).

La fórmula aplicada para la corrección por energía es:

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

$$E_i = e_1 \times e_2 \times e_3 \times E^* {}^{10}$$

Pietro De Marco, realiza una detallada explicación de la fórmula descrita, de la cual se hará uso en esta sección.

- e_1 : Es la eficiencia dada por el método de levantar y soltar el martillo. Depende directamente del número de vueltas del malacate alrededor del tambor y su diámetro, procedimiento entregado por Skempton en 1986. Este factor varía entre 0,57 y 0,75, de acuerdo al mecanismo de liberación del martillo (De Marco, 2002, pág. 66).

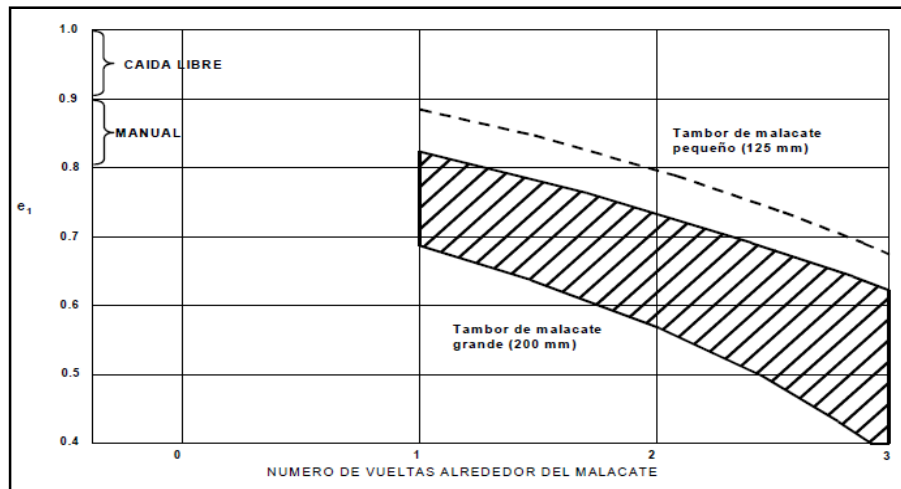


Figura 12. Factor de Eficiencia en Función del Mecanismo de Liberación del Martillo, de acuerdo con Skempton

Citado por: (De Marco, 2002, pág. 67)

- e_2 : Eficiencia o pérdida de transmisión de energía del martillo al *cabezote* (yunque) y que depende básicamente del peso del último. Varía entre 0,65 y 0,81 por el factor de eficiencia por entrega. Este factor fue entregado por Schmerman & Palacios en 1979. (De Marco, 2002, pág. 66)

¹⁰ Fórmula de corrección por energía

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

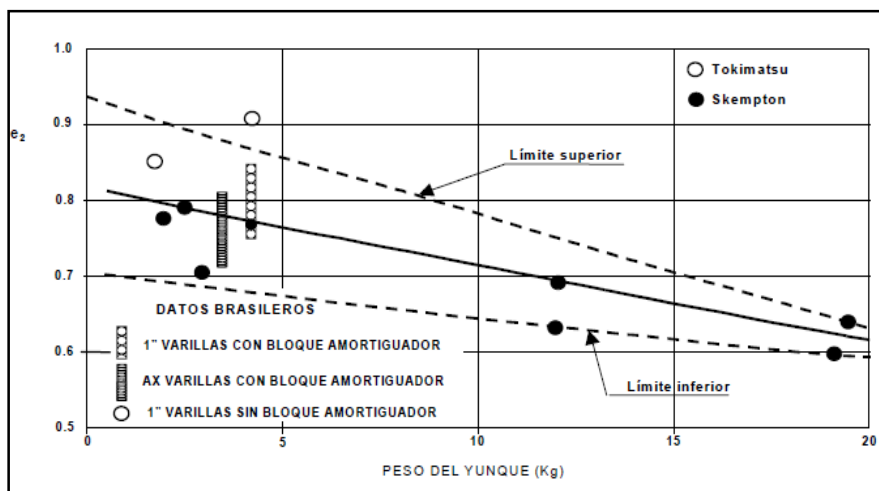


Figura 13. Factor de Eficiencia en Función del Peso del Yunque, de acuerdo con Schertmann

Citado en: (De Marco, 2002, pág. 67)

- e_3 : Eficiencia por longitud crítica del varillaje de perforación. Para Schertmann y Palacios, la longitud crítica es aquella para la cual el peso propio de las barras es igual al del martillo. Cuando la longitud del varillaje es menor que la longitud crítica, debe aplicarse un factor de eficiencia (e_3) que depende de la relación (m) entre el peso del varillaje y del martillo.

m	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
e^3	0,33	0,55	0,70	0,80	0,85	0,90	0,93	0,96	0,99	1,00
Long. (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Figura 14. Factor de Eficiencia e_3 , en Función de m .

Elaborado por el autor. Citado en: (De Marco, 2002, pág. 18)

Corrección del número de golpes.

Siguiendo a González, se tiene que al realizar la corrección por confinamiento a cada una de las muestras, el número de golpes en campo se ve alterado, así que lo ideal es dar un valor de

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

número de golpes verídico. El valor de número de golpes obtenidos en campo se corrige de la siguiente forma (Bowles, 1988):

$$N_{corr} = N \times Cn \times h_1 \times h_2 \times h_3 \times h_4^{11}$$

Donde:

N_{corr} = valor de N corregido

N = valor de N de campo

Cn = factor de corrección por confinamiento efectivo

h₁ = factor por energía del martillo ($0.45 \leq h_1 \leq 1$)

h₂ = factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq h_2 \leq 1$)

h₃ = factor por revestimiento interno de toma muestras ($0.8 \leq h_3 \leq 1$)

h₄ = factor por diámetro de la perforación (> 1 para $D=5''$, $=1.15$ para $D=8''$) (González, 1999, pág. 2)

Aplicación de correlaciones

El ensayo SPT nos permite encontrar las condiciones ideales para el Angulo de fricción. Los resultados de la prueba de penetración estándar, son útiles para establecer correlaciones con el ángulo de fricción del material y la resistencia al corte sin drenar.

Determinando el número de golpes corregido y la presión de confinamiento, se puede obtener el ángulo de fricción del suelo aplicando las ecuaciones postuladas en la tabla que sigue (Tabla 3):

¹¹ Ecuación corrección del número de golpes

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Autor	Año	Ecuación
Peck	1948	$\phi' = 28,5 + 0,25 N_{145}$
Peck et al.	1953	$\phi' = 26,25(2 - (e^{-\frac{N_{145}}{62}}))$
Kishida	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20 N_{172}}$
Schertmann	1970	$\phi = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N_{160}}{32,5} \right)^{0,34} \right]$
JNR (Japan National Railway)	1999	$\phi' = 27 + 0,30 * N_{172}$
JRB (Japan Road Bureau)	1986	$\phi' = 15 + 15\sqrt{N_{172}}$
Hatanaka & Uchida	1996	$\phi' = \sqrt{12,5N_{45} + 20}$

Tabla 3. Correlaciones Tradicionales de SPT

Elaborado por el Autor. Tomado de: (González, 1999, pág. 7)

En el caso de Colombia, se deben reemplazar a una energía de e al 45% por el tipo de martillo de golpe (tipo donut), motivo por el cual se aplica de manera conservativa la eficacia de transformación de energía con dicho porcentaje. Por esta razón, las fórmulas de correlaciones para SPT, fueron indicadas por González, en los siguientes términos (Tabla 4):

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Autor	Año	Transformación
Peck	1948	$\phi' = 28,5 + 0,25 N_{45}$
Peck et al.	1953	$\phi' = 26,25(2 - (e^{\frac{-N_{45}}{62}}))$
Kishida	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{12,5 N_{45}}$
Schmertmann	1970	$\phi = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N_{45}}{43,3} \right)^{0,34} \right]$
JNR (Japan National Railway)	1999	$\phi' = 27 + 0,1875 N_{45}$
JRB (Japan Road Bureau)	1986	$\phi' = 15 + \sqrt{9,375 N_{45}}$
Hatanaka & Uchida	1996	$\phi' = \sqrt{12,5 N_{45}} + 20$

Tabla 4. Factor de N_{45} .

Elaborado por el autor. Tomado de: (González, 1999, pág. 8).

2. Ensayo de Veleta o de molinete (VST).

El ensayo de corte de veleta o molinete (VST) es un método comúnmente utilizado para estimar *in situ* la resistencia al corte sin drenaje, para depósitos de suelo muy blandos, sensitivos y de grano fino (Bowles, 1997, pág. 183). Es decir se trata especialmente de suelos cohesivos saturados – características que son ostentadas por el suelo del sector de Chapinero –.

El ensayo consiste en hincar en el terreno un “molinete” o “veleta” –instrumentos que se encuentran formados por cuatro placas de acero ortogonales solidarias– a un varillaje y medir el

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

par de torsión T al girar el dispositivo hasta la rotura del terreno. “Como el cizallamiento es relativamente rápido, el agua no tiene tiempo a ser evacuada y se trata entonces de un ensayo no consolidado y no drenado (uu)” (Devincenci & Frank, 2004, pág. 49)

Procedimiento.

La norma ASTM D-2573 es la encargada de señalar las especificaciones del ensayo. Devincenci y Frank, realizan un análisis de los principales factores dictados para la ejecución del mismo, entre dichos puntos vale la pena resaltar los que se transcriben a continuación:

1. Introducir las palas al menos $5H$ ¹² por debajo del fondo del sondeo (o desde la superficie del terreno si se comienza en la modalidad de hinca, dinámica o estática, es decir, sin la necesidad de sondeo previo, técnica conocida como *Vane-Borer*).
2. Rotar las palas desde la superficie empleando un dispositivo redactor para lograr la velocidad adecuada.
3. La velocidad de rotación debe ser constante y de $0,1^\circ/\text{seg}$ ($6^\circ/\text{min}$).
4. Medir el momento torsor T necesario hasta romper el terreno a lo largo de una superficie (presumiblemente) cilíndrica.
5. Medir el rozamiento del niple de unión con el varillaje y del mismo varillaje y corregir las lecturas anteriores.
6. Medir la resistencia “residual”, una vez alcanzada la rotura del terreno.
7. Los intervalos entre los ensayos deben ser de al menor $0,5/0,7 m$ entre sí. (Devincenci & Frank, 2004, pág. 49)

¹² De acuerdo con la norma ASTM D-2573, H corresponde a la altura que deben tener las lamas de la paleta, la cual debe oscilar entre 50-100 milímetros.

Factores que influyen en el Resultado.

Factores relacionados con la ejecución del ensayo

- La alteración que sufre el terreno aumenta con el tamaño de molinete hincado.
- Un aumento de la velocidad de rotación se traduce en un “endurecimiento” aparente de la arcilla. Por el contrario, con una disminución de la velocidad, se obtienen valores de resistencia pico del ensayo inferiores.
- Un retardo en el inicio de la prueba una vez hincada la paleta causa un incremento considerable de la resistencia pico del ensayo, la cual puede llegar del 0% al 50% en 24 horas. (Devincenci & Frank, 2004, pág. 51)

Factores relacionados con el suelo y su historia tensional

- La alteración del suelo al hincar el molinete es mayor en suelos de elevada sensibilidad.
- La heterogeneidad del terreno debido a la presencia de conchillas, fibras vegetales, lentejones arenosos, etc., influye notablemente en el valor medido de S_u
- Que la cohesión movilizada en el terreno es realmente más débil que la cohesión medida con este ensayo, siendo la diferencia función del Índice de Plasticidad IP.
- La historia tensional del depósito influye de un modo complejo en el valor de S_u que es calculado con este ensayo.
- Morris y William han podido demostrar que la presión intersticial en exceso provocada por la inserción de la paleta en el suelo es relativamente alta y persistente mientras que la generada por su rotación es más bien baja y se disipa rápidamente. Para Morris y Williams este hecho puede ser

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

eliminado para todo tipo de suelos si se reduce el tiempo de espera entre la inserción de la paleta y el comienzo de la rotación de la misma a un minuto en lugar de los 5 minutos que son señalados por la norma. (Devincenci & Frank, 2004, pág. 52)

Fórmulas de Corrección y Correlaciones para el Mejoramiento de los Resultados.

Para efectos de diseño, los valores de resistencia cortante no drenada obtenidos de pruebas de corte con veleta en campo se pueden obtener de:

$$C_u (\text{correcto}) = \lambda C_u (\text{VST})^{13}$$

Donde λ , equivale al factor de corrección.

Las correlaciones propuestas para el factor de corrección λ , son las siguientes:

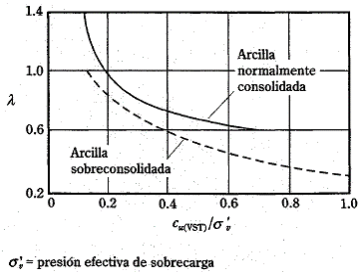
Autor	Año	Ecuación
Bjerrum	1972	$\lambda = 1,7 - 0,54 \log(ip)$
Morris y Williams	1972	$\lambda = 1,18e^{-0,08 ip} \div 0,57$
Morris y Williams	1994	$\lambda = 7,01e^{-0,08 ip} + 0,57$
Ass	1986	 <p style="text-align: center;">σ'_s = presión efectiva de sobrecarga</p>

Tabla 5. Correcciones para el factor de corrección λ .

Disponibile en: (Das, 2001, pág. 113)

¹³ Fórmula corrección resistencia al corte condición no drenada (VST).

Diseño Metodológico

El método que será implementado en el desarrollo del proyecto es de tipo investigativo, en tanto que a partir de la recopilación de información, la comparación de ensayos de laboratorio y la aplicación de relaciones características, se buscará resolver el interrogante planteado en el inicio del trabajo.

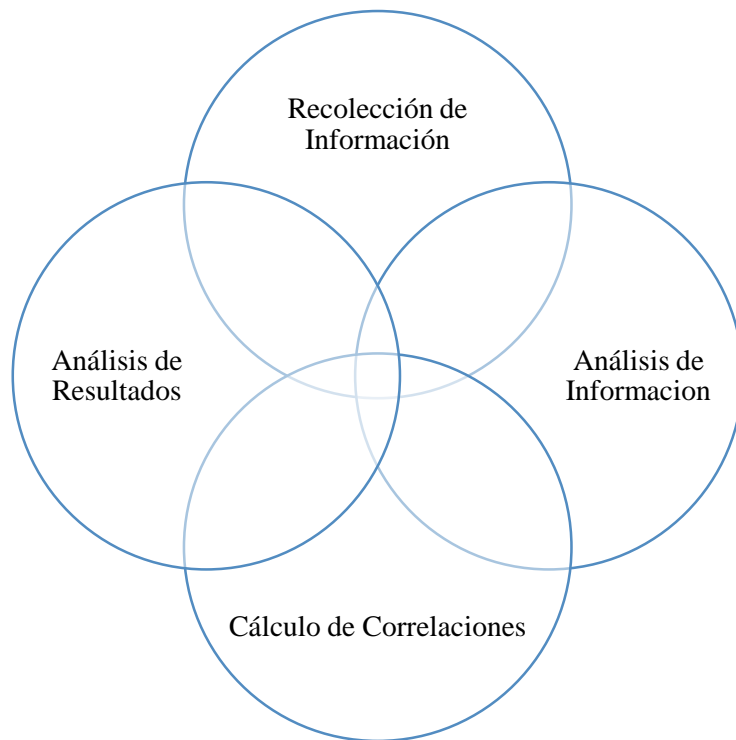


Figura 15. Esquema del Diseño Metodológico

Elaborado por el autor.

La metodología propuesta para la realización del proyecto se sustenta en la técnica de informe interpretativo, la cual se desarrollara de la siguiente forma:

1. Diagnóstico inicial del problema donde se encuentra inmerso el proyecto (lluvia de ideas).

Importancia de tener parámetros correctos y ajustados a la realidad de los suelos de la ciudad, sobre la resistencia al corte de los suelo.

2. Adquisición de material que soporte el diagnóstico.

Se hace referencia a estudios de suelos, resultados de laboratorios, identificación de las características palpables (lo que se observa) y parámetros teóricos de la zona de estudio.

Es importante anotar, que en la sección de anexos es posible encontrar un ejemplo de un estudio de suelos realizado en la Zona objeto de estudio.

3. Recopilación de información relacionada con el problema central (teórica, referencial, conceptual)

Elaboración de un banco de información, extraído de libros, artículos y normatividad aplicable a los laboratorios. Selección, organización y clasificación de temas para el desarrollo del cuerpo del proyecto.

4. Desarrollo y contextualización de la forma del proyecto (parte teórica).

Enlace y cohesión de párrafos teniendo en cuenta un enfoque para su realización.

5. Uso de recursos.

- Metodología para construir la base de datos.

Los ensayos de suelos contienen una descripción más puntual de la zona de estudio, así como las características específicas del lugar en el cual se llevará a cabo (número de muestras, profundidad de las perforaciones, clasificación según USCS, nivel freático, peso específico del suelo a estudiar y su respectivo esfuerzo efectivo).

Dependiendo del tipo de ensayo se adicionan parámetros específicos. En el caso de SPT, la determinación del número de golpes es fundamental para aplicar las respectivas correlaciones y correcciones. Por su parte, en el ensayo VST, es indispensable conocer el par de torsión máximo, que causa la falla y permite identificar la resistencia cortante no drenada del suelo.

- Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

La aplicación de este laboratorio, hace posible encontrar las condiciones ideales para el ángulo de fricción. Los resultados de la prueba de penetración estándar, son ampliamente utilizados para establecer correlaciones con el ángulo de fricción del material (ϕ), la resistencia al corte sin drenar (s_u), entre otros descriptores de las características de los suelos (De Marco, 2002, pág. 68).

- a. Determinación Esfuerzos Efectivos.

Dado que el cálculo de los esfuerzos totales actuantes sobre el suelo se determinan a partir del peso unitario del mismo, por determinación experimental se designa a cada muestra valores que oscilan entre el 17.5 Kn/m^3 –para materiales en los cuales no hay nivel freático– y el 18.5 Kn/m^3 en los casos saturados –afectados por nivel freático–. (Montenegro Padilla, 2014, pág. 30).

Posteriormente se calcularon los esfuerzos actuantes dependiendo de su estado:

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

- Sin nivel freático (**Nf=0**)

$$(\gamma(Prof. - Nf) + Nf * \gamma)^{14}$$

- Con nivel freático (**Nf≠0**)

$$(\sigma v'_{ma1} + (\gamma ma2 - 10) * (Prof. ma2 - Prof. ma1))^{15}$$

- Con nivel freático anterior (**Saturado**)

$$(\gamma - 10) * (prof. ma2 - Nf) + Nf * \gamma^{16}$$

Nota: Se debe tener en cuenta el tipo de unidades utilizadas en cada uno de los parámetros ya que en este caso, se convirtió Kn/m^2 en Kg/cm^2 .

De esta forma, se encontraron los esfuerzos efectivos de todas las muestras de cada perforación.

b. Corrección al confinamiento

Una vez determinado el esfuerzo efectivo de todas las muestras se calcularon las correcciones correspondientes sobre cada una de ellas. Se han propuesto un gran número de factores de corrección para establecer una reducción en el efecto de la presión de sobrecarga sobre los índices de resistencia a la penetración (Montenegro Padilla, 2014, pág. 32).

¹⁴ Para muestras sin nivel freático

¹⁵ Para muestras a la altura del nivel freático

¹⁶ Para muestras por debajo del nivel freático

El objetivo principal consiste en normalizar los valores obtenidos en el laboratorio para así obtener resultados más cercanos a los parámetros óptimos.

Para revisar las correcciones propuestas para la presión de confinamiento ver Tabla 5.

Nota: El valor del esfuerzo vertical de referencia se encuentra en Kg/cm^2 , que es equivalente a $1 atm$ que es lo mismo que $1 Pa$.

En cada una de las muestras se aplicó cada una de las ecuaciones requeridas, teniendo en cuenta los parámetros de corrección establecidos en la literatura especializada.

c. Corrección por energía

En tanto es fundamental, tener un control sobre la presión de sobrecarga del suelo, es necesario considerar las pérdidas por energía en los resultados del ensayo (De Marco, 2002, pág. 68).

La fórmula aplicada para la corrección por energía es:

$$E_i = e_1 \times e_2 \times e_3 \times E^* \text{ }^{17}$$

Pietro De Marco, realiza una detallada explicación de la fórmula descrita, de la cual se hará uso en esta sección.

- **e₁**: Es la eficiencia dada por el método de levantar y soltar el martillo. Depende directamente del número de vueltas del malacate alrededor del tambor y su diámetro, procedimiento entregado por Skempton en 1986. Este factor varía entre 0,57 y 0,75, de acuerdo al mecanismo de liberación del martillo (De Marco, 2002, pág. 66). (Ver figura 12)

¹⁷ Fórmula para la corrección por energía.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

- **e₂**: Eficiencia o pérdida de transmisión de energía del martillo al *cabezote* (yunque) y que depende básicamente del peso del último. Varía entre 0,65 y 0,81 por el factor de eficiencia por entrega. Este factor fue entregado por Schmerman & Palacios en 1979. (De Marco, 2002, pág. 66) (Ver figura 13)

- **e₃**: Eficiencia por longitud crítica del varillaje de perforación. Para Schertmann y Palacios, la longitud crítica es aquella para la cual el peso propio de las barras es igual al del martillo. Cuando la longitud del varillaje es menor que la longitud crítica, debe aplicarse un factor de eficiencia (e₃) que depende de la relación (*m*) entre el peso del varillaje y del martillo. (Ver figura 14)

d. Corrección del número de golpes.

Siguiendo a González, se tiene que al realizar la corrección por confinamiento a cada una de las muestras, el número de golpes en campo se ve alterado, así que lo ideal es dar un valor de número de golpes verídico. El valor de número de golpes obtenidos en campo se corrige de la siguiente forma (Bowles, 1988):

$$N_{crr} = N \times C_n \times h_1 \times h_2 \times h_3 \times h_4^{18}$$

Donde:

N_{crr} = valor de N corregido

N = valor de N de campo

C_n = factor de corrección por confinamiento efectivo

h₁ = factor por energía del martillo ($0.45 \leq h_1 \leq 1$)

h₂ = factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq h_2 \leq 1$)

¹⁸ Ecuación para la corrección del número de golpes

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

h_3 = factor por revestimiento interno de toma muestras ($0.8 \leq h_3 \leq 1$)

h_4 = factor por diámetro de la perforación (> 1 para $D > 5''$, $= 1.15$ para $D = 8''$) (González, 1999, pág. 2)

Para el desarrollo de este proyecto se considerará que $h_2 = h_3 = h_4 = 1$ y solamente se tendrán en cuenta los factores h_1 y C_n .

En esta parte del proceso se comienzan a notar cambios evidentes, por cuanto el porcentaje de error por confinamiento y energía prácticamente se omite y los valores resultantes son más acertados.

e. Aplicación de correlaciones.

El ensayo SPT nos permite encontrar las condiciones ideales para el Ángulo de fricción. Los resultados de la prueba de penetración estándar, son ampliamente utilizados para establecer correlaciones con el ángulo de fricción del material (ϕ), la densidad relativa (D_r), el peso unitario (γ), la resistencia al corte sin drenar (s_u) e incluso, para estimar el módulo esfuerzo-deformación (E_s) (De Marco, 2002, pág. 67).

Determinando el número de golpes corregido y la presión de confinamiento, se puede obtener el ángulo de fricción del suelo aplicando las ecuaciones postuladas en la Tabla 3.

En el caso de Colombia, se deben reemplazar a una energía del 45% por el tipo de martillo de golpe (tipo donut), motivo por el cual se aplica de manera conservativa la eficacia de transformación de energía con dicho porcentaje. Por esta razón, las fórmulas de correlaciones para SPT, fueron indicadas por González como se indica en la Tabla 4 del documento.

Nota: Dado que en las ecuaciones presentadas anteriormente se utilizan valores de energía y confinamiento, se hacen verificaciones de fondo para que el resultado no se vea afectado y cumpla con lo requerido.

- Ensayo Veleta o molinete (VST).

Por su parte, el ensayo VST resulta útil para encontrar parámetros de resistencia cortante de suelos en condiciones no drenadas, por medio del reconocimiento de sus materiales y propiedades. Al obtener por medio del trabajo de campo resultados tan altos y variables, se hace indispensable aplicar las correcciones de la condición.

a. Determinación de Esfuerzos Efectivos.

Al igual que en el ensayo SPT, se aplican los cálculos de los esfuerzos efectivos y parámetros usados en el caso de nivel freático.

b. Corrección Cu.

Para la corrección de la cohesión no drenada, se comprueban los resultados de las condiciones haciendo uso de los 4 métodos, expuestos en la Tabla 5 del trabajo.

Cabe aclarar que el parámetro ideal a la condición no drenada del suelo es obtenido con la siguiente operación: la multiplicación entre las unidades de resistencia al corte encontradas en los ensayos realizados en campo y el factor de corrección hallado con las ecuaciones anteriores.

**Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de
Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros
Orientales de Bogotá DC.**

$$C_u (\text{correcto}) = \lambda C_u (\text{VST})^{19}$$

Nota: Las dimensiones de las veletas usadas para la aplicación de procedimientos es de $D=2,5''$ y $H=5''$ donde D es diámetro de la paleta y H es la altura medida de la veleta.

6. Observación y comparación de los resultados obtenidos.

Se realiza el análisis de los resultados obtenidos luego de la aplicación de los parámetros de corrección y correlaciones. Se practica el cotejo entre zonas de estudios, parámetros de materiales y caracterización de la literatura especializada. (Realidad vs. laboratorios ideales).

7. Conclusiones y discusión.

Incluye la elección de autores, ecuaciones y parámetros ideales para la zona de estudio, así como el ajuste de observaciones²⁰.

¹⁹ Ecuación corrección de la condición no drenada.

²⁰ Es importante aclarar que en la Sección de Anexos de este trabajo se pueden encontrar los cálculos de los demás estudios realizados en la zona de investigación.

Análisis de Resultados.

Con el propósito principal de este proyecto de grado como eje direccionador, el cual consiste en el análisis de las correlaciones de resistencia al corte (ángulo de fricción y cohesión no drenada) en los suelos de la zona de Chapinero alto, obtenidos mediante la aplicación de los ensayos de campo SPT y VST; se da paso a la utilización de la metodología definida anteriormente, presentando los siguientes resultados:

Tomando en consideración, la clasificación de la microzonificación sísmica de Bogotá del año 2010, los suelos del sector seleccionado para el desarrollo de este proyecto de grado, están compuestos por materiales que poseen un predominio de arenas, gravas y limos. De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos de campo y contrastando dicha información con los lineamientos de la clasificación de los suelos USCS, es posible reiterar el planteamiento anterior relativo a la caracterización de los suelos objeto de estudio, con el valor agregado de su consistencia, en tanto esta depende de la profundidad de reposo.

Para cada uno de los componentes de dicho suelo se indagan propiedades más específicas respecto a su permeabilidad y cohesión, asociándolos a los factores externos que los puedan influenciar, tales como la presencia de nivel freático, composición entre materiales (limo-arcilla, arcilla-arenosa, grava con piedras, etcétera) y factores climáticos.

Para entrar en forma en lo que respecta a los ensayos en campo, el esfuerzo efectivo deducido en la zona de estudio se ubica en un rango que oscila entre 15.75 KN/cm^2 y 308 KN/cm^2 . Lo cual plantea una serie de posibilidades para delimitar la resistencia del suelo para esta zona de la ciudad.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

En cuanto al análisis de la corrección por confinamiento para el ensayo de penetración estándar (SPT), el referente fue la perforación no.1 del estudio de suelos de la calle 62 no.5-35, en el cual se pueden enmarcar la totalidad de las muestras tomadas para el sector. Al utilizar los ocho métodos postulados se encuentra una diferencia notoria en el esfuerzo efectivo de menor valor, justificada por la altura de la penetración y la condición del material; un efecto inverso ocurre con el esfuerzo de mayor capacidad, ya que gran parte del conjunto de métodos tiende a unificarse en el infinito, llegando casi a consolidar la condición de corrección.

En el caso de esta misma perforación, el método con mayor incompatibilidad es el de Schertmann, porque sin importar la dimensión del esfuerzo en el que se encuentre la muestra, esta se aparta considerablemente de los resultados de los otros autores. En la tabla que se presenta a continuación se verifica este planteamiento:

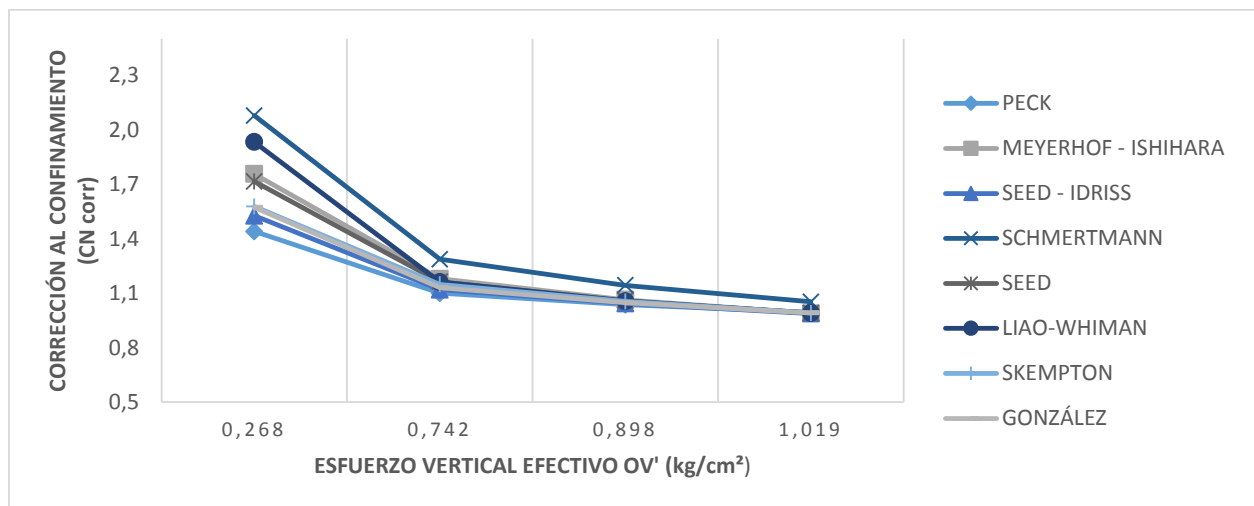


Figura 16. Comparación entre la Corrección por Confinamiento y el Esfuerzo Efectivo

Fuente: Elaboración propia

Específicamente en la corrección por energía, la tendencia es a aumentar con la profundidad, ya que a mayor profundidad, mayor necesidad de energía en el golpe, teniendo presente que para

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

el factor de eficiencia de e_3 la longitud límite es de 10 m . De manera que, las muestras que sobrepasan dicho rango se convierten en constantes, como se comprueba en la perforación no.1 del sondeo de suelo realizado en la calle 65 no.7-26, que partir de los 10.8 m de profundidad, mantiene una tendencia de 0.45 N/m , que se encuentra justificada en la Figura 17. Para la corrección por energía se aplicó energía de N_{45} por el tipo de equipos empleado en campo para realizar los laboratorios.

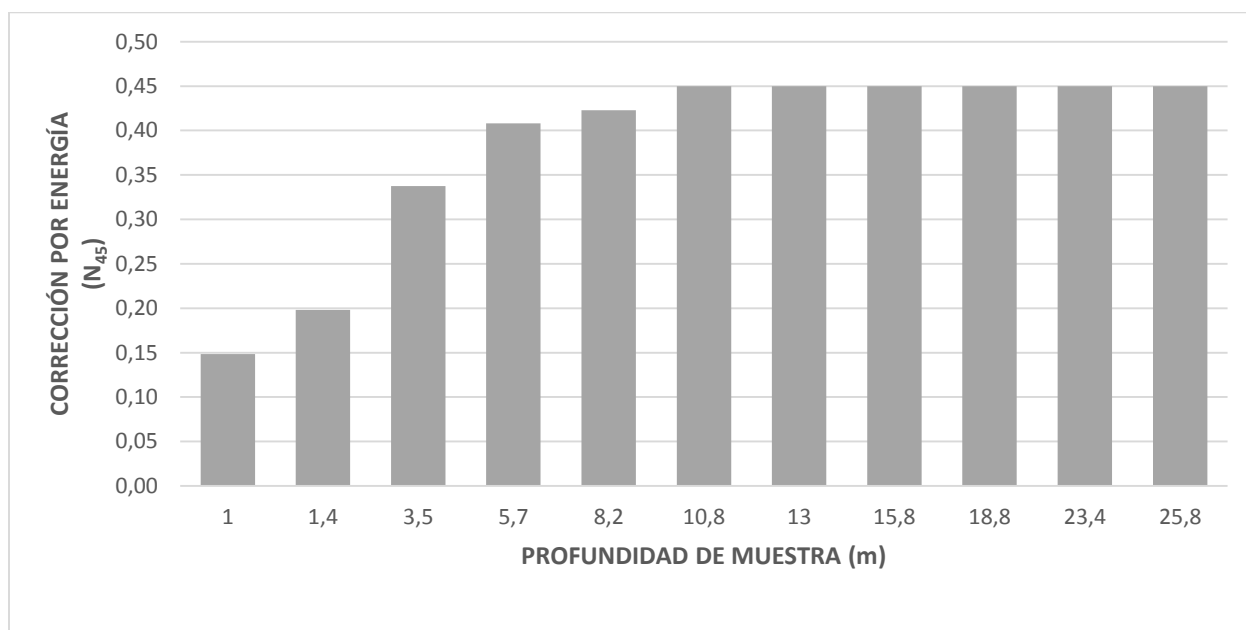


Figura 17. Valor de la Corrección de Energía respecto a la Profundidad de la Muestra

Fuente: Elaboración propia.

En relación con lo anterior, se ajusta el número de golpes para una condición, este toma el valor del entero consecutivo aproximado. De forma similar con el resto de las muestras, la perforación no. 2 de la carrera 7 no. 81-26, refleja que el número de golpes utilizados en campo es el doble –o en unos casos el triple– al número corregido; hecho en el que se ve justificado un fallo, tanto en la

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

toma de muestras como en los resultados de las mismas. Para aumentar el porcentaje de satisfacción en la corrección de número de golpes se utilizó el método de corrección por confinamiento propuesto por González (1999), por su acercamiento teórico en los parámetros del país. Para aclarar esta información ver la figura a continuación.

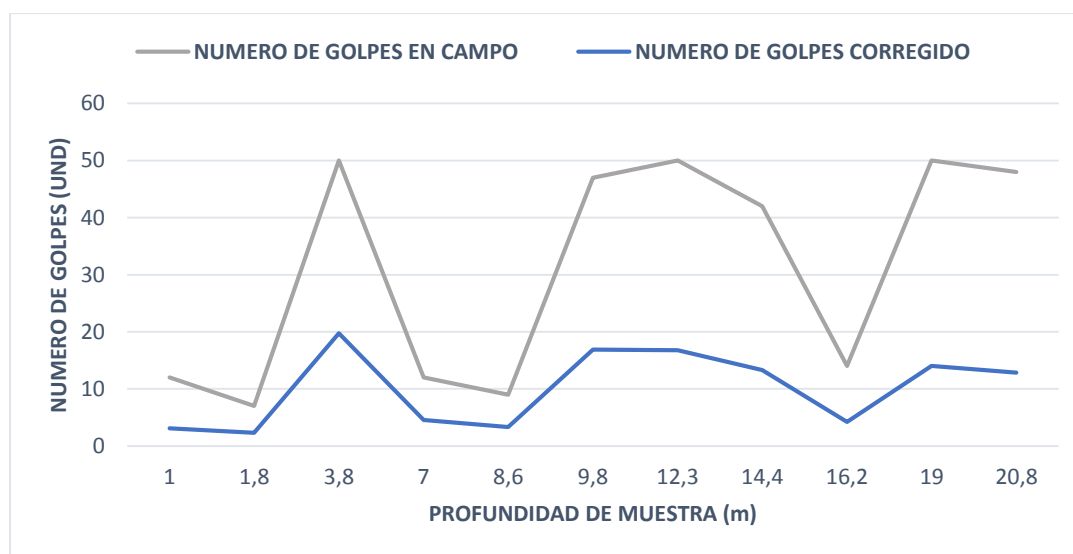


Figura 18. Número de golpes en campo Vs. Número de Golpes Corregidos

Fuente: Elaboración propia.

Para la aplicación de la correlación del ángulo de fricción, se asumieron dos planteamientos teóricos: el tradicional y la transformación por equipo; esto con el fin de llegar al parámetro más apropiado para el uso de los suelos de este sector. Sobre el método tradicional se utilizaron las ecuaciones expuestas en el diseño metodológico con el número de golpes corregido de cada autor, es decir, la fórmula del autor con la que se corrigió el confinamiento, fue la misma fórmula con la que se corrigió el número de golpes. Para la transformación por el tipo de equipo utilizado en el ensayo para realizar los laboratorios se aplicó la corrección por energía de N_{45} .

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

En la perforación no.3 del análisis del suelo de la carrera 7 no. 88-62, se pueden cotejar el uso de los dos métodos para encontrar el ángulo de fricción. El método tradicional cumple con el rango para el ángulo de fricción experimental, pero no tiene en cuenta la modificación a las constantes que acompañan cada ecuación, las cuales están adaptadas para suelos de otras regiones del mundo (Ver figura 19).

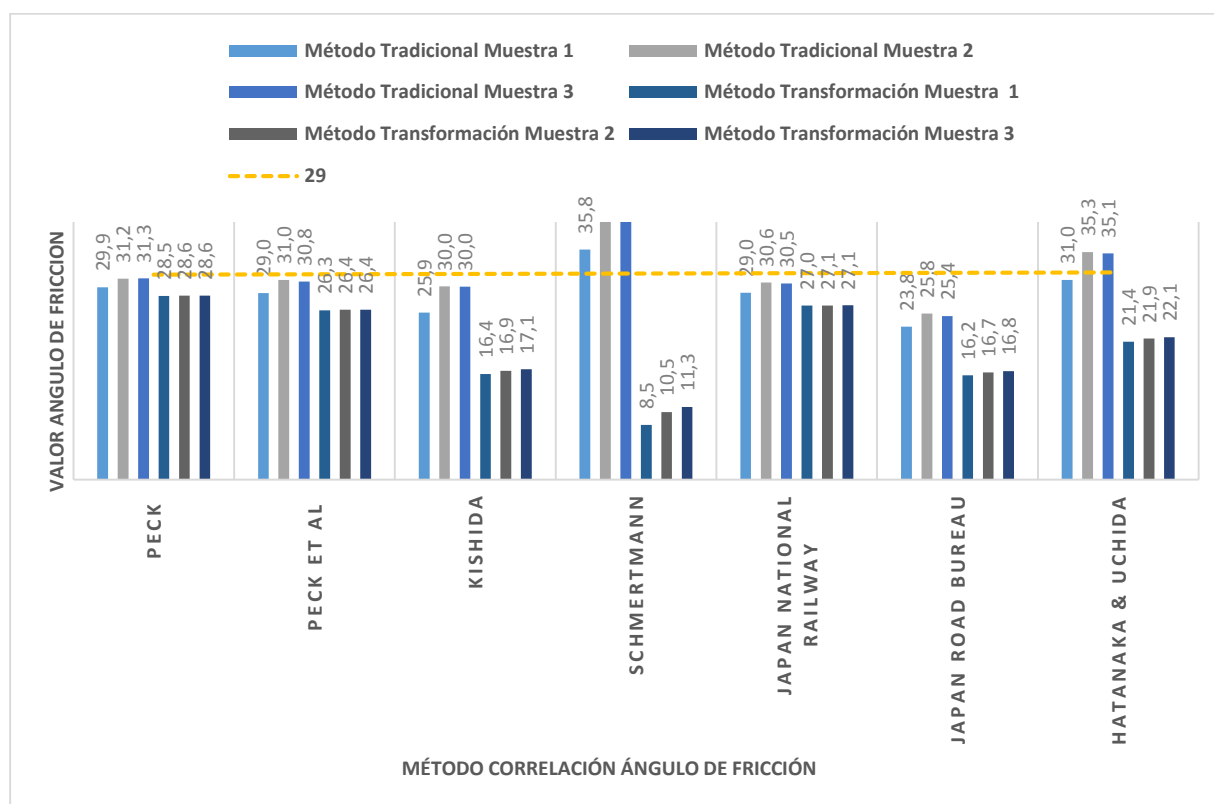


Figura 19. Valor Ángulo de fricción de acuerdo a cada método

Fuente: Elaboración propia

Para el valor de referencia del ángulo de fricción, se tomó un promedio de los resultados de una base de datos de ensayo de corte directo de la zona. Por consiguiente, el autor que más se aproxima al índice de referencia del ángulo de fricción del suelo investigado es Peck, seguido por la

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

formulación dada por la Japan National Railway (JNR), para figurar nuevamente al final Peck con su modificación en el 1953.

Debido a que el ángulo de fricción no es exactamente el obtenido como referente, los resultados se clasifican por porcentaje de aceptación. Aquellas muestras que superen el 90% pueden ser usadas experimentalmente como se muestra en la Figura 20.

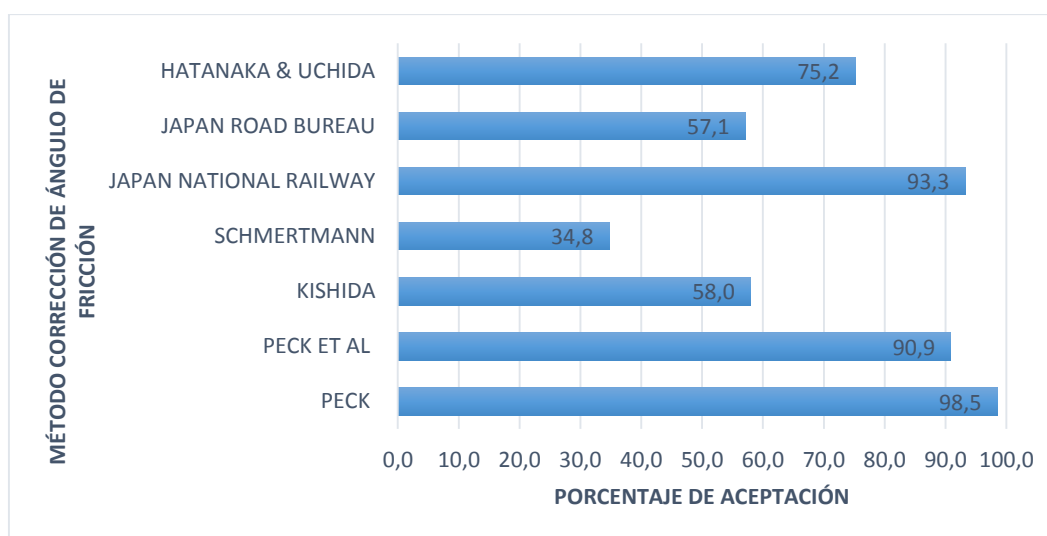


Figura 20. Porcentaje de aceptación por método.

Fuente: Elaboración propia.

De otro lado, se tiene que para el ensayo de veleta (VST) la zona elegida para su estudio, tiene un promedio que oscila entre el 5% y el 68 % en su índice de plasticidad, partiendo del hecho que en una gran proporción de estos suelos predominan materiales que poseen una alta cantidad de agua – circunstancia atribuida a su condición no drenada–. Se debe tener en cuenta que por presentar un índice marcado, la cantidad de agua necesaria para la transformación de su estado (semi-sólido a líquido) es abundante.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Ahora bien, con respecto a la resistencia al corte del suelo con el ensayo de veleta (VST), debe anotarse que no es posible realizar una contribución que posibilite la determinación de una condición acertada para este parámetro, debido a la diversidad en los resultados obtenidos; no obstante, las características de la zona de ensayo son semejantes, esto no constituye un indicio de uniformidad de resultados dentro de un mismo ensayo. En las siguientes perforaciones, ubicadas en la calle 65 no.7-26, carrera 5 no. 69-26 y calle 62 no. 5-35 respectivamente, se destaca que pese a la cercanía entre las profundidades y la zona donde se toman las muestras, las desigualdades en la resistencia al corte del suelo están presentes (Figura 21).

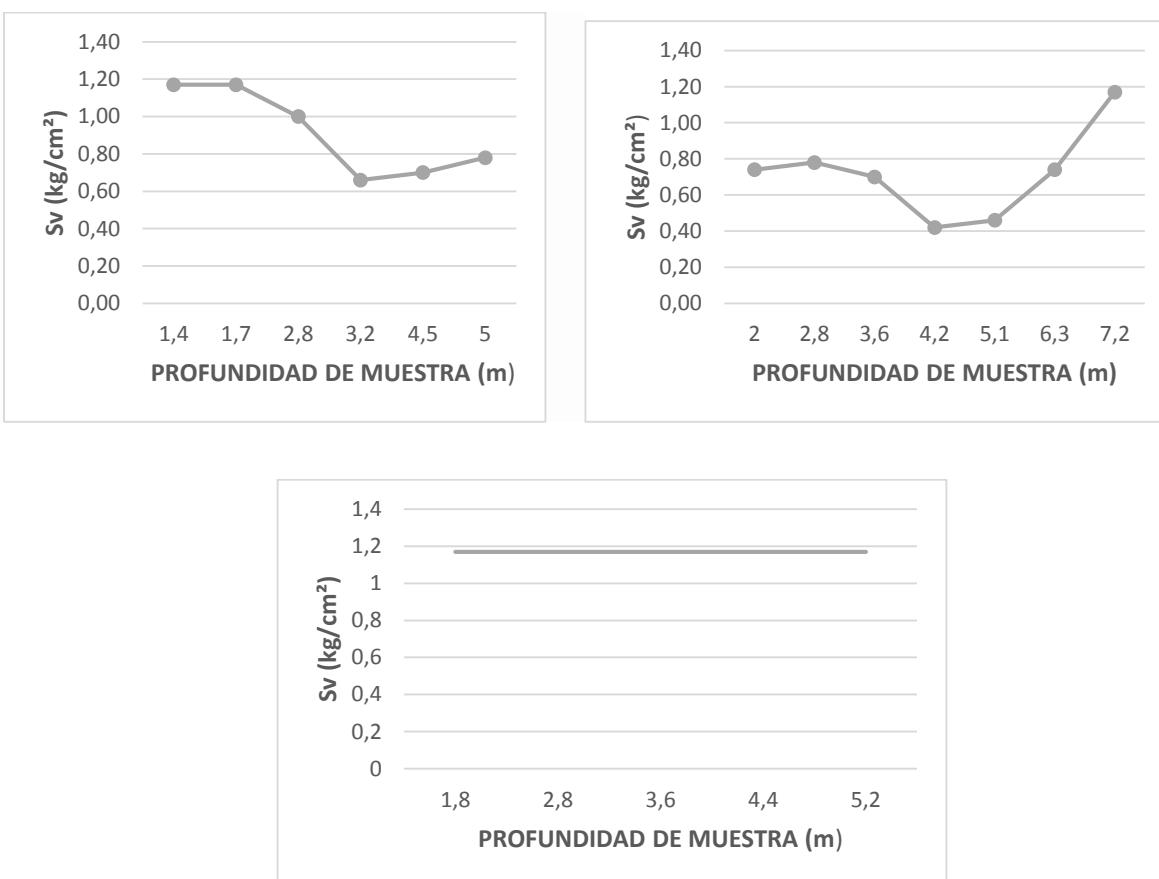


Figura 21. Desigualdades en la Resistencia al Corte del Suelo en Condición No Drenada

Fuente: Elaboración propia

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

En lo que se refiere a la corrección de la resistencia cortante para cohesión no drenada del suelo de la zona de estudio, previamente se aplicaron las correcciones postuladas por ecuación. En la perforación de la calle 62 no. 5-35, se refleja cómo funciona la corrección, frente al índice de plasticidad obtenido de cada muestra.

Los métodos postulados por Bjerrum y Morris & Williams en su primera idea de 1972, actúan simétricamente, forma distinta a como se comportan la propuesta de Ass para el uso del método gráfico y la modificación propuesta por Morris & Williams 22 años después, por cuanto ambas presentan variaciones de clara magnitud con respecto a las restricciones numéricas concretadas con las otras dos formas. De esta manera, se puede insinuar que la condición de corrección para la resistencia cortante en los suelos está en un rango funcional entre 0.0001 kN/m² y 0.02 kN/m², tal como se muestra en la figura a continuación.

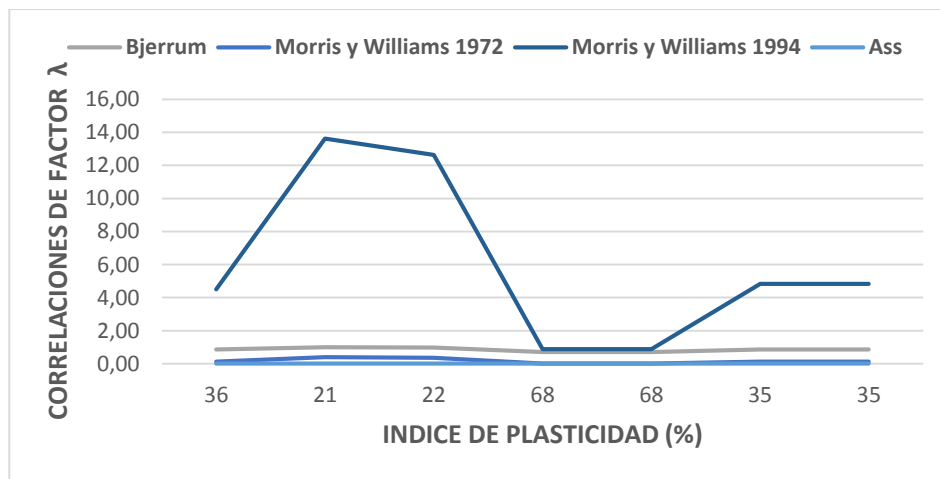


Figura 22. Valor de λ con respecto al índice de plasticidad

Fuente: Elaboración propia

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Por otra parte, en la mayoría de las muestras se tiene que el método gráfico no es ajustado para su aplicación en esta referencia, debido a que sobrepasan los límites propuestos para ello. En la perforación no. 2 de la carrera 3 no.74^a-24-26; el resultado de la correlación grafica está en limite cero, esto por la desaprobación en la frontera gráfica (Ver Figura 23).

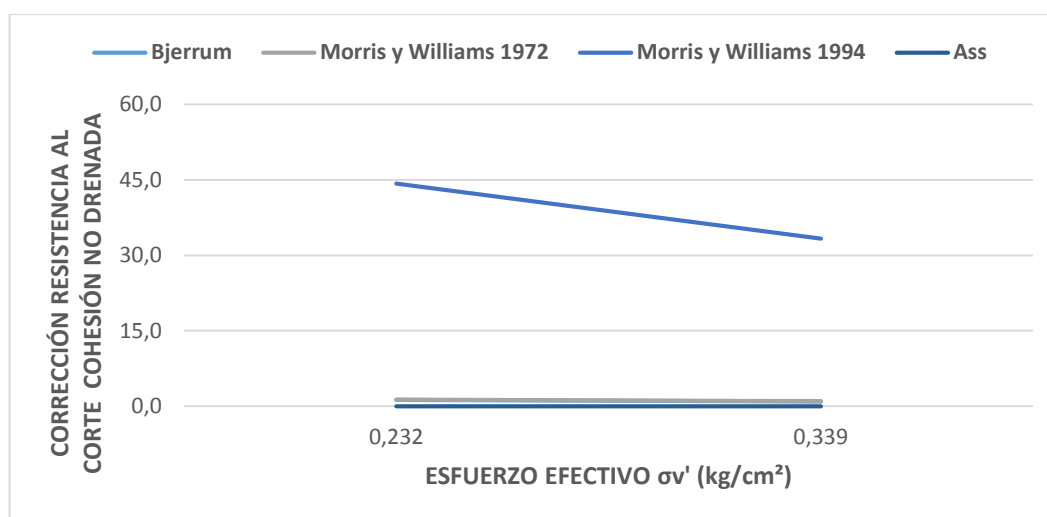


Figura 23. Corrección de la Condición no Drenada

Fuente: Elaboración propia.

Frente a la corrección de la resistencia cortante en cohesión no drenada del suelo, con la perforación no. 2 de la calle 72 no.1-83, se reitera nuevamente el uso de los dos métodos aprobados anteriormente (Bjerrum y Morris y Williams 1972). Dichos métodos, se hallan dentro de la especificación experimental de 100 kN/m² en la que se encuadra la investigación. En la figura que sigue se ilustra este planteamiento.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

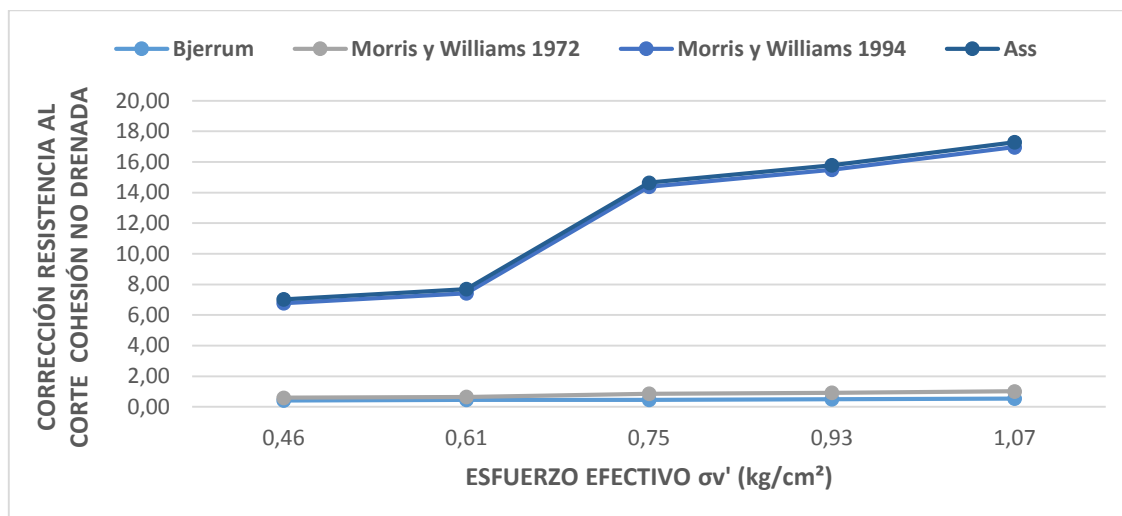


Figura 24. Verificación Parámetro Experimental.

Fuente: Elaboración propia

Al mismo tiempo, de manera generalizada, para la realización de los estudios y resultados para las formas de correcciones y correlaciones para cada uno de los laboratorios, fue importante inutilizar las muestras conocidas como rellenos o recibos, con la finalidad de no presentar un patrón privativo del suelo.

En resumen, los métodos utilizados ofrecen un acercamiento a una condición ideal para los suelos de Chapinero Alto, pues posibilitan el apoyo para el desarrollo de este proyecto. Sin embargo debe tenerse presente que en un 90% de los casos se trata de métodos adaptados a otras propiedades de terreno²¹.

²¹ Es importante aclarar que en la Sección de Anexos de este trabajo se pueden encontrar los cálculos de los demás estudios realizados en la zona de investigación.

Conclusiones

Como es conocido, las arcillas, gravas y limos, pertenecen a suelos de comportamiento metaestable. Dado que cada tipo de suelo posee características y comportamientos particulares, en el desarrollo de este trabajo de grado se tuvo en cuenta la aplicación de las premisas teóricas para la exploración y la realización de ensayos *in situ* recomendados para cada zona de estudio.

El ensayo SPT fue utilizado para hallar una estimación del ángulo de fricción interna del terreno bajo estudio, que se encuentra caracterizado como suelo piedemonte. En relación con los hallazgos encontrados con la aplicación de este laboratorio, específicamente en cuanto a las correcciones por confinamiento, es preciso anotar que la ecuación más cercana es la propuesta por González (1999), ya que es la que refleja de forma más cercana los parámetros de los suelos capitalinos. Con respecto a las formulas propuestas por autores como Peck, JNR Y Peck et al., debe decirse que al aplicar transformaciones también ofrecen un acercamiento verídico al ángulo de fricción interno para la zona de estudio, aunque no en la misma medida que la fórmula de González.

Relacionando las ecuaciones de los autores Meyerhof-Ishihara, Skempton, Seed-Idriss, Seed; se pudo identificar que si bien aproximan un estimado, no entregan un parámetro ajustado a la realidad; mientras que los resultados obtenidos siguiendo los postulados de Liao-Whitman y Schertmann dilatan el proceso de selección.

En este orden de ideas, considerando la importancia de adaptar los métodos de corrección a las propiedades particulares de los suelos del país, para la realización de la corrección por energía en el ensayo de penetración estándar (SPT) se aplicó un porcentaje de N_{45} , tomando en cuenta el

tipo de equipos empleados *in situ* para realizar los laboratorios, de acuerdo a lo planteado por González.

En la actualidad, –tomando en cuenta además los hallazgos reseñados en los párrafos previos– en la aplicación de la corrección por energía, podría suponerse que los resultados obtenidos por los distintos métodos tradicionales propuestos por la literatura especializada para encontrar la condición ideal del ángulo de fricción interna de la zona no son oportunos, sin embargo, es preciso anotar que no debe subestimarse la contribución que estos parámetros experimentales de resistencia al corte del suelo pueden hacer en la construcción de lineamientos para la ampliación práctica y teórica de los laboratorios involucrados con la determinación de estos indicadores.

De otro lado, el ensayo VST, fue utilizado para realizar la estimación del descriptor de cohesión no drenada del suelo estudiado. Respecto a este laboratorio, se tiene que los resultados obtenidos a partir de las formulaciones de los autores, Bjerrum y Morris & Williams, constituyen los más compatibles, en tanto se encuentran dentro de los rangos experimentales realizados en la zona conocida como Chapinero Alto. De forma distinta, el método de Ass y la propuesta realizada por Morris & Williams en 1994, no fueron consideradas en la presente investigación, dado que no son aptas para las condiciones del suelo.

Continuando con el análisis de las correlaciones formuladas para el logro de los objetivos propuestos para este trabajo de investigación, surge la importancia de destacar la prioridad que tiene realizar investigaciones adicionales para calcular un parámetro más certero de resistencia al corte en los suelos con cohesión no drenada, que pueda a su vez ser aplicado en los estudios de suelos y diseños de cimentación en las construcciones civiles de la franja de estudio.

Vale la pena decir, que la metodología desarrollada en este proyecto de grado obedeció a consideraciones de tipo teórico-práctico para la exploración de los suelos y aquello que los rodea, para así lograr llegar a la realización de estudios geotécnicos y el cálculo de las correlaciones para el ángulo de fricción y la cohesión no drenada en los suelos de piedemonte, por medio de la aplicación de los ensayos *in situ* de penetración estándar (SPT) y veleta (VST).

Discusión.

Durante el proceso de investigación que se llevó a cabo en el presente trabajo de grado se pudo evidenciar la existencia de varios aspectos que resultan tangenciales para que las diferentes actividades de construcción que se realizan en la ciudad, y específicamente en el sector de Chapinero Alto, sean abordadas desde una perspectiva más amplia que favorezca la aplicación de efectivas condiciones de seguridad. Este planteamiento encierra principalmente el tema que se desarrollará en el artículo de apropiación social del conocimiento, el cual será realizado tomando como fundamento los mismos parámetros teórico-prácticos que se han trabajado a lo largo de esta tesis.

Es importante anotar que el Estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Bogotá entregado por el Fondo de Prevención y Atención de Desastres (FOPAE) en el año 2010, resaltó la importancia de invertir más recursos y refuerzos en las cimentaciones por el tipo de obras de construcción que son ejecutadas en la franja de suelo que comprende el objeto de este proyecto. De igual forma es importante realizar un llamado de atención sobre una cuestión evidente: en el mismo estudio de microzonificación se realizó una descripción de los terrenos de la ciudad especificando que el área comprendida por la zona de Chapinero alto se caracteriza por la presencia de suelos “piedemonte”, esto es, suelos que poseen una combinación de arcillas, gravas y limos; más sin embargo, guarda completo silencio la norma en relación con los métodos idóneos de construcción para este sector.

En la misma medida, la Norma NSR 10, “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente”, en el capítulo dedicado a la realización de estudios geotécnicos no profundiza en la

designación de ensayos de laboratorio *in situ* apropiados para cada zona de la ciudad, de acuerdo con la caracterización de sus suelos ni tampoco recomienda la implementación de parámetros para el mejoramiento del uso del suelo en Bogotá.

Bibliografía

ASTM. (reaprobado en 1992). ASTM, Designation D 1586-84. “*Standard Test Method for Penetration Test and Split Barrel Sampling of Soils*” . EEUU.

Campos Rivera, J., Gómez Castro, S., & Torres Flórez, W. (2006). *Impermeabilización de rellenos sanitarios utilizando suelos naturales* . El Salvador: Universidad del Oriente.

Clayton, C., Matthews, M., & Simons, N. (1995). *Site Investigation* (Segunda edición ed.). Reino Unido: Wiley-Blackwell.

Cornell, U. d. (1990). *Manual Sobre la Estimación de las Propiedades del Suelo para el Diseño de Cimentación*. Retrieved from http://www.geoengineer.org/EPRI_reports/EL-6800.pdf

Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Cengage Learning Latin América.

De Marco, P. (2002). Corrección del índice de Resistencia a la Penetración (SPT) Considerando la Eficiencia Energética del Equipo. *Revista Geos* , 2.

Devincenci, M., & Frank, N. (2004). *Ensayos geotécnicos In Situ: Su ejecución e Interpretación*. Girona: Igeotest.

Fondo de Prevención y Atención de Emergencias de Bogotá (FOPAE). (2011). *Estudio de Microzonificación Sísmica de Bogota*. Retrieved from <http://www.sire.gov.co/>

Franci, J. (2014). *Estudios Geotécnicos*. Retrieved from <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/estudios-geotecnicos-descriptores-y-correlaciones/>

González, A. J. (1999). Estimativos de Parámetros de Resistencia con el SPT. *X Jornadas Geotecnicas de la Ingeniería Colombiana*, (p. 2). Colombia.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

- Lambe, W., & Whitman, R. (1991). *Mecánica de Suelos*. México: Limusa.
- López Menardi, R. (2003). *Determinación In situ de Propiedades Ingenieriles de los Suelos y su Relación con el Ensayo Normal de Penetración*. Buenos Aires: Universidad Tecnológica Nacional.
- Ludeña, L. (2007). *Variabilidad Espacial del Tesina: Ensayo de Penetración Estándar en los Sedimentos Volcánicos Del Subsuelo del Norte de la Ciudad de Quito*. Barcelona: Universidad de Barcelona.
- Mayne, P. (2006). In-Situ Test Calibrations for Evaluating Soil Parameters. *Syngapore Workshop*. Syngapore.
- Montenegro Padilla, L. (2014). *Tesis de Maestría: Calibración del método de Parámetros de Resistencia con SPT en Suelos de la Región LLanera Colombiana*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Muelas Rodríguez, A. (2012). *Manual de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Retrieved from http://www.uned.es/dpto-icf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap_1.pdf
- National Highway Institute. (2001, Julio). *Manual on Subsurface Investigations*. Washington: NHI.
- Rodríguez Ortiz, J. M., Cerra Gesta, J., & Oteo Mazo, C. (1989). *Curso Aplicado de Cimentaciones*. Madrid: Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.
- Schnaid, F. (2005). *Geo-characterisation and Properties of Natural Soils by in Situ Tests*. Osaka: Millpress.
- Suárez Díaz, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones Sobre Erosión y Deslizamientos.

Estimación del Ángulo de Fricción Interna y Cohesión No Drenada a Partir de Correlaciones Basadas en Ensayos In Situ para Suelos del Piedemonte de los Cerros Orientales de Bogotá DC.

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1973). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*. Madrid: El Ateneo.

Anexos