



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

# **Influencia del proceso de compactación en la resistencia al corte de un suelo derivado de ceniza volcánica**

**Livaniel Viveros Rosero**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
AREA CURRICULAR DE INGENIERÍA CIVIL Y AGRÍCOLA  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA – GEOTECNIA  
BOGOTÁ, 2014**



# **Influencia del proceso de compactación en la resistencia al corte de un suelo derivado de ceniza volcánica**

**Livaniel Viveros Rosero**

Tesis de investigación presentada como requisito parcial para optar al título de:  
**Magister en Ingeniería - Geotecnia**

Director:

Ph.D. Julio Esteban Colmenares Montañez

Línea de Investigación:

Relaciones constitutivas en suelos y rocas

Grupo de Investigación:

Suelos Residuales y Parcialmente Saturados

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
AREA CURRICULAR DE INGENIERÍA CIVIL Y AGRÍCOLA  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA – GEOTECNIA  
BOGOTÁ, 2014**

*A mi madre por ser la luz que guía mi camino,*

*A mi hermano Oscar Fernando, porque en él tuve el mejor ejemplo de positivismo,  
recursividad, constancia y persistencia.*

## **AGRADECIMIENTOS**

El autor expresa sus más sinceros agradecimientos a todas las personas que han aportado en el desarrollo de esta investigación, en especial a:

El profesor Julio Esteban Colmenares Montañez, Director de Tesis, por su magnífica vocación en la docencia e investigación. Por su confianza, sus acertados consejos y su valioso aporte en el desarrollo de esta investigación.

El personal docente del programa de Maestría en Ingeniería – Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia, por su invaluable aporte en mi crecimiento profesional.

Mi familia: Mi padre, Humberto Viveros, por estar pendiente de mi futuro y quien me ha brindado siempre su apoyo incondicional. A mis hermanas: Patricia, Amanda y Mónica, por su ejemplo, consejos y el gran amor que recibo de ellas en la ausencia póstuma de mi madre. A mis hermanos: Roberto, Uriel y Mauricio, por creer en mí y brindarme su amistad. A mis sobrinos por ser la razón para continuar en la búsqueda del conocimiento.

Viviana Carolina, con quien he aprendido el significado del Amor.

El ingeniero Juan Carlos García Leal, por su aporte en la elección del tema de investigación y sus continuos aportes a este trabajo.

Los ingenieros, Aida Galvis y Weimar García, por su amistad y aportes dentro del campo experimental y laboral.

El personal del Laboratorio de Geotecnia: Ing. Daniel Camargo, Norberto Alfonso Pérez y Germán Peña León, quienes me apoyaron incondicionalmente en la ejecución de ensayos y pruebas de laboratorio.

A todas las personas que han creído en mí y me han dado constantes oportunidades para continuar en el largo camino del desarrollo profesional.



## Resumen

En este trabajo se presenta el estudio de la influencia del proceso de compactación sobre la resistencia al corte de un suelo derivado de ceniza volcánica proveniente de un área en el municipio de Palestina – Caldas (Colombia). La investigación consistió en la caracterización del suelo con la aplicación de ensayos básicos y técnicas experimentales específicas para conocer aspectos particulares del material. Se revisó el comportamiento del material usando compactación dinámica y compactación estática, con el fin de evaluar la incidencia en el proceso con el cambio en la naturaleza y la cantidad de la energía aplicada sobre el material. Se evaluó las características de retención de agua en muestras compactadas estáticamente para diferentes estados de compactación usando la técnica del papel de filtro para medir la succión. Los resultados experimentales permiten la interpretación del comportamiento del suelo, en términos de las variables tradicionales de densidad y contenido de agua de compactación, teniendo en cuenta la variable succión. De manera indirecta se evidenció que de acuerdo a la naturaleza y cantidad de energía de compactación se puede generar diferente tipo de fábrica en el suelo y por ende se encuentran diferentes características de retención de agua y comportamientos en resistencia al corte del suelo estudiado. El criterio de falla extendido de Mohr – Coulomb (Fredlund y Morgenstern, 1977) representa bien el estado de esfuerzos en falla, encontrados en el material para los estados característicos evaluados.

**Palabras clave:** Suelo parcialmente saturado, suelo volcánico, succión, resistencia al corte.

## Abstract

This study contains experimental results on the influence of the compaction process over the shear strength of a soil derived from volcanic ash. The tested soil comes from the area of Palestina, located in the department of Caldas in the center of Colombia. This research includes the use of both basic and advanced experimental techniques: dynamic and static compaction methods that allow to estimate the impact of the applied compaction energy on the material; and the technique of the filter paper that enables to evaluate the characteristics of water retention in statically compacted samples for different compaction conditions. The experimental results led to observe the behavior of the soil in terms of its density and water content at compaction, also considering the suction property. The different types of soil fabric generated as a result of the nature and magnitude of the compaction energy were evidenced; on the other hand, the variation in some soil properties, such as water retention, shear strength and soil stiffness, were observed. The extended Mohr-Coulomb failure criterion (Fredlund and Morgenstern, 1977), accurately represented the final stress conditions at failure.

**Keywords:** Shear Strength, compacted soil, unsaturated soil, residuals soils, volcanic soil.



# Contenido

	Pág.
<b>Resumen</b> .....	<b>VII</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>VIII</b>
<b>Lista de figuras</b> .....	<b>XII</b>
<b>Lista de tablas</b> .....	<b>XVI</b>
<b>Lista de Fotografías</b> .....	<b>XVII</b>
<b>Introducción</b> .....	<b>1</b>
<b>2. Marco Conceptual</b> .....	<b>3</b>
2.1 Introducción .....	3
2.2 Conceptos básicos .....	4
2.2.1 Relaciones de fase en suelos parcialmente saturados .....	4
2.3 Tipos de suelos parcialmente saturados .....	7
2.4 Génesis y evolución de los minerales en suelos derivados de cenizas volcánicas .....	8
2.5 Problemas en la caracterización de suelos derivados de cenizas volcánicas ..	9
2.6 Estructura de suelos derivados de ceniza volcánica .....	10
2.7 Cementación .....	11
2.8 Succión en suelos parcialmente saturados .....	12
2.8.1 Concepto .....	12
2.8.2 Medición de la Succión .....	13
2.8.3 Curvas de retención de agua .....	14
2.9 Características de compactación .....	17
2.9.1 Compactación dinámica .....	17
2.9.2 Compactación estática .....	17
2.10 Resistencia al corte de suelos parcialmente saturados .....	18
2.11 Efectos de la cementación en el comportamiento esfuerzo – deformación ....	20
2.12 Referencias capítulo .....	21
<b>3. Caracterización del suelo estudiado y técnicas experimentales</b> .....	<b>25</b>
3.1 Introducción .....	25
3.2 Localización geográfica .....	26
3.3 Origen geológico y composición del suelo .....	27
3.3.1 Origen del suelo .....	27
3.3.2 Depósitos de caída piroclástica .....	28
3.3.3 Geología estructural local .....	28

3.4	Muestreo del material .....	28
3.5	Caracterización básica del suelo .....	30
3.5.1	Descripción visual .....	30
3.5.2	Contenido de agua .....	30
3.5.3	Desagregación del suelo .....	31
3.5.4	Distribución granulométrica .....	32
3.5.4.1	Análisis mecánico.....	32
3.5.4.2	Hidrometría .....	32
3.5.5	Gravedad específica (Gs).....	33
3.5.6	Límites de consistencia .....	33
3.5.7	Relaciones gravimétricas y volumétricas.....	34
3.6	Clasificación del material.....	34
3.7	Caracterización química y mineralógica del suelo en estudio.....	36
3.7.1	Composición química por fluorescencia de rayos x.....	36
3.7.2	Composición mineralógica por difracción de rayos X (XRD).....	38
3.7.3	Análisis petrográfico de sección delgada.....	39
-	Composición .....	41
-	Estructuras internas .....	43
-	Gradación.....	44
-	Otras observaciones .....	45
-	Tamaño de poros .....	46
3.8	Fábrica .....	47
3.8.1	Distribución de tamaño de poros .....	47
3.8.2	Ensayo de sortometría (adsorción – desorción de nitrógeno) .....	48
3.9	Características de compactación.....	51
3.9.1	Compactación dinámica .....	52
3.9.2	Compactación estática .....	52
3.10	Medición de la succión matricial del suelo .....	54
3.10.1	Técnica del papel filtro.....	54
3.11	Ensayos de comportamiento mecánico del suelo en estudio.....	56
3.11.1	Ensayos de Corte Directo.....	56
3.12	Análisis y discusión de resultados .....	58
3.13	Referencias capítulo.....	60
<b>4.</b>	<b>Resultados .....</b>	<b>65</b>
4.1	Introducción.....	65
4.2	Características de compactación.....	67
4.2.1	Compactación dinámica.....	67
4.2.2	Compactación estática.....	69
4.2.3	Comparación entre las características de la compactación dinámica y la compactación estática.....	72
4.3	Medición de la Succión Matricial .....	74
4.3.1	Curva de retención de agua.....	80
4.4	Ensayos de Comportamiento Mecánico .....	91
4.4.1	Ensayos de corte directo .....	91
4.5	Experimento de Hvorslev sobre la resistencia del material en el estado de falla.....	100
4.6	Referencias del Capítulo .....	105
<b>5.</b>	<b>Análisis y discusión de resultados.....</b>	<b>109</b>
5.1	Introducción.....	109

---

5.2	Características de compactación .....	110
5.3	Medición de la succión matricial .....	112
5.3.1	Curvas de retención de agua .....	115
5.4	Ensayos de comportamiento mecánico .....	118
5.5	Criterio de falla extendido de Mohr - Coulomb .....	122
5.6	Experimento de Hvorslev sobre la resistencia del material en el estado de falla	125
5.7	Referencias del capítulo .....	132
<b>6.</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones.....</b>	<b>135</b>
6.1	Introducción .....	135
6.2	Características del material .....	136
6.3	Comportamiento en compactación y en ensayos de resistencia .....	137
6.4	Ensayos y técnicas experimentales .....	140
6.5	Futuras investigaciones .....	141
6.6	Referencias del capítulo .....	142

## Lista de figuras

	<b>Pág.</b>
<b>Figura 2.1:</b> Diagrama de fases del suelo. Padilla (2003).....	5
<b>Figura 2.2:</b> Evolución de los minerales en suelos derivados de cenizas volcánicas. (Besoain, y González, 1977).....	9
<b>Figura 2.3:</b> Modelo para succión matricial .....	12
<b>Figura 2.4:</b> Curva de retención de agua. Kawai et al. (2000).....	16
<b>Figura 2.5:</b> Criterio de Mohr-Coulomb extendido para suelos parcialmente saturados. (después de Fredlund y Rahardjo, 1993).....	19
<b>Figura 2.6:</b> Criterio de Mohr-Coulomb extendido. Angulo $\phi'$ constante (después de Fredlund y Rahardjo, 1993).....	20
<b>Figura 3.1:</b> Localización general del sitio de Muestreo.....	26
<b>Figura 3.2:</b> Esquema general del Proyecto Aeropuerto del Café.....	27
<b>Figura 3.3:</b> Curva Granulométrica del suelo estudiado .....	32
<b>Figura 3.4:</b> Ubicación del material en la carta de plasticidad de Casagrande.....	35
<b>Figura 3.5:</b> Suelos del área de Palestina (Caldas). Adaptada de Sánchez (2008) .....	36
<b>Figura 3.6:</b> Difractograma del suelo de este estudio .....	39
<b>Figura 3.7:</b> Distribución de tamaños de grano. Suelo en estudio .....	45
<b>Figura 3.8:</b> Función de distribución de tamaño de poros.....	48
<b>Figura 3.9:</b> Seis tipos de Isoterma de adsorción, según clasificación del IUPAC (Adaptado de Martin, J. 1990.) .....	49
<b>Figura 3.10:</b> Isoterma de adsorción – desorción para el material Natural. Ensayo de Sortometría .....	51
<b>Figura 3.11:</b> Curvas (fuerza – desplazamiento) a densidad seca constante.....	53
<b>Figura 4.1:</b> Prueba Proctor para diferentes energías de compactación.....	68
<b>Figura 4.2:</b> Prueba Proctor. Ilustración del comportamiento de la masa de suelo durante el ensayo.....	69
<b>Figura 4.3:</b> Curvas (fuerza – desplazamiento) a densidad seca constante .....	70
<b>Figura 4.4:</b> Curvas (fuerza – desplazamiento). Venkatarama y Jagadish (1993) .....	71
<b>Figura 4.5:</b> Curvas (fuerza – desplazamiento). Suelo en estudio .....	71
<b>Figura 4.6:</b> Compactación estática: relación densidad seca vs contenido de agua .....	72
<b>Figura 4.7:</b> Curvas de compactación de un Limo de baja plasticidad para tres valores de esfuerzo de compactación estática, con contornos de iso – succión. Gens et al. (1995) .....	74
<b>Figura 4.8:</b> Curvas de Compactación del suelo en estudio, con líneas de succión constante. ....	76

<b>Figura 4.9:</b> Relación Contenido de agua – Succión en función del límite líquido. Adaptada de Ridley y Romero (1998) en Leroueil y Hight (2013).....	76
<b>Figura 4.10:</b> Relación humedad – Succión en función del índice de plasticidad. Adaptada de Marinho y Chandler (1993) en Alonso (2010) .....	77
<b>Figura 4.11:</b> Curva de compactación y la relación Contenido de agua-succión del material La Verne (después de Fleureau et al., 2002) en Leroueil (2013)..	78
<b>Figura 4.12:</b> Relación Contenido de agua-succión para dos suelos compactados Li (2001).....	78
<b>Figura 4.13:</b> Relación contenido de agua – Succión en función de la densidad seca....	79
<b>Figura 4.14:</b> Curva de retención de agua del suelo natural ( $\rho_d$ : 0.944gr/cm <sup>3</sup> , $\omega$ : 58%)..	82
<b>Figura 4.15:</b> Curva de retención de agua del suelo natural ( $\rho_d$ : 0.944gr/cm <sup>3</sup> , $\omega$ : 58%).	82
<b>Figura 4.16:</b> Curvas típicas de retención de agua según tipo de suelo a) Gerscovich y Sayao (2002) b) Vanapalli et al. (1999).....	83
<b>Figura 4.17:</b> Curvas de retención de agua para suelos derivados de cenizas volcánicas.....	84
<b>Figura 4.18:</b> Curvas típicas de retención de agua según tipo de suelo. Adaptado de Gitirana y Fredlund (2004) .....	84
<b>Figura 4.19:</b> Curva de retención de agua del suelo compactado.....	86
<b>Figura 4.20:</b> Curva de retención de agua del suelo compactado.....	86
<b>Figura 4.21:</b> Curvas de retención de agua del suelo natural y muestra compactada ....	87
<b>Figura 4.22:</b> Influencia de la energía de compactación en la curva de retención de agua Miller et al. (2002).....	89
<b>Figura 4.23:</b> Curvas de retención de agua .....	90
<b>Figura 4.24:</b> Pruebas de corte directo con muestras a igual densidad seca .....	92
<b>Figura 4.25:</b> Trayectoria de esfuerzos ( $\sigma_n$ , $\tau$ ) en función del contenido de agua de compactación y la densidad seca .....	93
<b>Figura 4.26:</b> Pruebas de corte directo con muestras compactadas a igual densidad seca a diferente humedad, pero saturadas en la etapa de falla .....	94
<b>Figura 4.27:</b> Trayectoria de esfuerzos ( $\sigma_n$ , $\tau$ ). Muestras en función de la humedad .....	95
<b>Figura 4.28:</b> Relación resistencia al corte ( $\tau$ ) contra Aire en poros en función de la densidad seca ( $\rho_d$ ) .....	96
<b>Figura 4.29:</b> Estados de compactación de acuerdo al contenido de aire en poros Pickens (1980).....	97
<b>Figura 4.30:</b> Esfuerzo cortante en función de la Succión matricial inicial y la densidad Seca .....	97
<b>Figura 4.31:</b> Curvas desplazamiento horizontal ( $\delta h$ ) contra desplazamiento vertical ( $\delta v$ ) en función de la Succión matricial inicial y la densidad seca.....	98
<b>Figura 4.32:</b> Curvas desplazamiento horizontal ( $\delta h$ ) contra desplazamiento vertical ( $\delta v$ ) en muestras compactadas y muestra natural a la misma densidad seca.....	99
<b>Figura 4.33:</b> Resistencia al corte en función de la succión inicial y la densidad seca .	100
<b>Figura 4.34:</b> Especímenes para la determinación del contenido de agua promedio en la zona de falla. Hvorslev (1937).....	100

<b>Figura 4.35:</b> Curva de compresión virgen y estados de falla del suelo en estudio para ( $\rho_d=0.95\text{gr/cm}^3$ y $w$ compactación=56%).....	101
<b>Figura 4.36:</b> Estados de falla de los especímenes para el material de este estudio ( $\rho_d=0.95 \text{ gr/cm}^3$ y $w$ compactación=56%).....	102
<b>Figura 4.37:</b> Derivación del esfuerzo de compresión equivalente.....	103
<b>Figura 4.38:</b> Estados de falla de los especímenes para el material de este estudio.....	103
<b>Figura 4.39:</b> Datos de falla para la arcilla Wiener Tegel V. ....	104
<b>Figura 4.40:</b> Rango de datos de falla observado para la arcilla Wiener Tegel V. (Schofield y Wroth, 1965).....	104
<b>Figura 5.3:</b> Prueba Proctor para diferentes energías de compactación .....	111
<b>Figura 5.2:</b> Compactación estática: relación densidad seca vs contenido de agua para diferentes energías de compactación .....	112
<b>Figura 5.3:</b> Curvas de Compactación Estática del suelo en estudio, con líneas de succión constante .....	113
<b>Figura 5.4:</b> Relación Contenido de agua – Succión en función del límite líquido. Adaptada de Ridley y Romero (1998) en Leroueil y Hight (2013) .....	114
<b>Figura 5.5:</b> Relación Contenido de agua – Succión en función del índice de plasticidad Adaptada de Marinho y Chandler (1993) en Alonso (2010) .....	114
<b>Figura 5.6:</b> Relación contenido de agua – Succión en función de la densidad seca... ..	115
<b>Figura 5.7:</b> Curvas típicas de retención de agua según tipo de suelo. Adaptado de Gitirana y Fredlund (2004).....	116
<b>Figura 5.8:</b> Curvas de retención de agua del suelo natural y muestra compactada para similares condiciones iniciales de densidad seca y contenido de agua .	116
<b>Figura 5.9:</b> Trayectoria de esfuerzos ( $\sigma_n$ , $\tau$ ). Muestras en función del contenido de Agua.....	118
<b>Figura 5.10:</b> Esfuerzo cortante en función de la Succión matricial inicial y la densidad seca.....	119
<b>Figura 5.11:</b> Curvas desplazamiento horizontal ( $\delta h$ ) contra desplazamiento vertical ( $\delta v$ ) en función de la Succión matricial inicial y la densidad seca.....	120
<b>Figura 5.12.</b> Relación resistencia al corte ( $\tau$ ) contra Aire en poros en función de la densidad seca ( $\rho_d$ ).....	121
<b>Figura 5.13:</b> Resistencia al corte en función de la succión inicial y la densidad seca.	122
<b>Figura 5.14:</b> Envolvente de falla en el espacio de esfuerzos ( $\sigma_n$ , $\tau$ ).....	123
<b>Figura 5.15:</b> Envolvente de falla en el espacio de esfuerzos ( $\sigma_n$ , $\tau$ ). Muestras en función del contenido de agua.....	124
<b>Figura 5.16:</b> No linealidad entre la resistencia al corte y la succión matricial. Datos experimentales de Gan et al, 1988.....	125
<b>Figura 5.17:</b> Curva de compresión virgen y estados de falla del suelo en estudio para ( $\rho_d=0.95\text{gr/cm}^3$ y $w$ compactación=56%).....	126
<b>Figura 5.18:</b> Derivación del esfuerzo de compresión equivalente.....	127
<b>Figura 5.19:</b> Estados de falla de los especímenes para el material de este estudio ( $\rho_d=0.95\text{gr/cm}^3$ y $w$ compactación=56%).....	127
<b>Figura 5.20:</b> Estados de falla de los especímenes para el material de este estudio.....	128

---

<b>Figura 5.21:</b> Datos de falla para la arcilla Wiener Tegel V.....	129
<b>Figura 5.22:</b> Rango de datos de falla observado para la arcilla Wiener Tegel V .....	130
<b>Figura 5.23:</b> Superficie Hvorslev – Coulomb .....	130

## Lista de tablas

	<b>Pág.</b>
<b>Tabla 2.1:</b> Tipos de poro según su tamaño. Romero (1999).....	11
<b>Tabla 3.1:</b> Proporción de tamaños de partículas de suelo.....	33
<b>Tabla 3.2:</b> Resultados limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad .....	34
<b>Tabla 3.3:</b> Relaciones gravimétricas y volumétricas material natural.....	34
<b>Tabla 3.4:</b> Resumen de Composición química del Suelo en estudio.....	37
<b>Tabla 3.5:</b> Composición del armazón de naturaleza clástica, predominando minerales volcánicos básicos.....	41
<b>Tabla 3.6:</b> Composición de la matriz, donde predomina el limo silíceo .....	42
<b>Tabla 3.7:</b> Composición general de la muestra AP7 – M1 .....	42
<b>Tabla 3.8:</b> Diferentes tipos de contacto entre los granos .....	44
<b>Tabla 3.9:</b> Tamaño predominante de las partículas en la sección delgada .....	45
<b>Tabla 3.10:</b> Escala de ordenamiento y selección de sedimentos. Adaptada de Folk y Ward (1957) .....	46
<b>Tabla 3.11:</b> Tipos de poro según su tamaño, Romero (1999) .....	46
<b>Tabla 3.12:</b> Relación Energía - No. de golpes. Ensayos Tipo Proctor.....	52
<b>Tabla 4.1:</b> Relación Energía - No. de golpes. Ensayos Tipo Proctor.....	67
<b>Tabla 4.2:</b> Coeficiente de determinación para las líneas de tendencia de la fig 4.13 ..	79
<b>Tabla 4.3:</b> Suelo Natural. Parámetros ajustados de la ecuación de Fredlund y Xing (1994).....	82
<b>Tabla 4.4:</b> Suelo Compactado. Parámetros ajustados ecuación de Fredlund y Xing (1994).....	85
<b>Tabla 4.5:</b> Diferencia entre succión matricial para muestra compactada y muestra natural .....	89



---

## Lista de Fotografías

	<b>Pág.</b>
<b>Fotografía 3.1:</b> Actividad de muestreo del material derivado de ceniza volcánica .....	29
<b>Fotografía 3.2:</b> Plagioclasa zonada tamaño arena media.....	42
<b>Fotografía 3.3:</b> Estructura matriz soportada con cristales de hornblenda .....	43
<b>Fotografía 3.4:</b> Estructura del suelo en sección delgada. Fragmentos líticos, matriz, poros y óxidos de hierro .....	44
<b>Fotografía 3.5:</b> Interconexión entre poros de diferente tamaño de escala macroscópica	47
<b>Fotografía 3.6:</b> Equipo de corte directo. ....	58



# Introducción

El empleo de los suelos compactados es frecuente en la construcción de obras de ingeniería civil. En las últimas décadas, el estudio de suelos residuales compactados ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación, debido a las dificultades que implica la aplicación de la mecánica de suelos tradicional a los problemas geotécnicos que estos plantean (Buenfil, 2007). En varios países se ha evidenciado que el uso de suelos volcánicos, como material de construcción, trae consigo inconvenientes en el comportamiento de las estructuras geotécnicas, en términos de su comportamiento volumétrico y de resistencia al corte. De acuerdo con Wesley (2003), Wesley (2003a), Kett et al. (2005) y Herrera (2006), estos problemas principalmente se han asociado con el proceso de compactación en obra (p.e. en Colombia, Costa Rica, Nueva Zelanda, India, Japón e Indonesia). El control del proceso de compactación en la práctica de la Ingeniería generalmente se realiza siguiendo los métodos clásicos como el propuesto por Proctor en 1930, en el cual se determina la humedad óptima para una energía de compactación específica que produce la máxima densidad seca; y dado que en la mayoría de suelos existe una correspondencia unívoca entre la densidad seca y la resistencia al corte, también se ha usado muy frecuentemente con los suelos volcánicos. Según Polimon et al. (1976) y Wesley (2009), como resultado de la compactación en campo y el control por la metodología Proctor, hay evidencia que el material después de compactado presenta muy baja resistencia al corte. La hipótesis que soporta este comportamiento es que la energía suministrada al suelo puede ser excesiva, por lo cual se rompe la estructura original del material y en consecuencia el agua incluida en los poros se libera, aumentando el contenido de agua libre y convirtiendo el material en una masa viscosa. En Colombia se encuentran depósitos de suelos residuales cerca de las zonas volcánicas, formados a partir de la meteorización de cenizas volcánicas. Los más importantes depósitos se localizan a lo largo de la cordillera Central, originados por los tres núcleos de reciente actividad volcánica, que son: En el sur: Nariño – Putumayo, en la parte sur – central: Cauca - Huila y en el centro del país: el núcleo Caldas – Tolima. Swindale (1969). Estos suelos han sido usados en construcción de rellenos artificiales como presas, terraplenes, vías. etc; observándose en ellos un comportamiento muy singular durante las pruebas de caracterización y comportamiento mecánico. Con el propósito de profundizar en este tema, se ha estudiado la influencia que tiene el proceso de compactación en la resistencia al corte de los suelos volcánicos, mediante el diseño y ejecución de un programa experimental que tiene como material de estudio, un suelo derivado de ceniza volcánica que proviene del área de construcción del aeropuerto del Café en el municipio de Palestina - Departamento de Caldas (Colombia).

El enfoque de esta investigación es el estudio del suelo compactado, usando la teoría existente en los temas de caracterización de suelos residuales de origen volcánico y suelos parcialmente saturados. El programa experimental tiene por objeto mostrar la influencia que puede tener la cantidad y naturaleza de la energía de compactación sobre las variables que intervienen en el comportamiento en resistencia al corte del suelo residual estudiado. La integración de los resultados a criterios de resistencia, servirá para mejorar el entendimiento sobre el comportamiento de suelos residuales de origen volcánico compactados.

Este documento presenta los principales resultados de este estudio y se divide en capítulos que enmarcan las actividades llevadas a cabo para el cumplimiento del objeto de la investigación. Con el propósito de abordar la teoría necesaria para la comprensión del trabajo realizado, en primera instancia se desarrolló un marco conceptual fundamentado en los conocimientos sobre suelos residuales y la mecánica de suelos parcialmente saturados. El capítulo 3 presenta las propiedades índice, la caracterización química y mineralógica del material; y la descripción de las técnicas experimentales utilizadas para el estudio del comportamiento mecánico del suelo. En el capítulo 4, se presentan los resultados de los ensayos y pruebas realizadas sobre el material en estudio en condición natural y compactado, en términos de las variables y parámetros de resistencia al corte. El capítulo 5 corresponde al análisis y la discusión de los resultados obtenidos sobre las variables que interfieren en el comportamiento de los suelos parcialmente saturados integrándolas a criterios de resistencia. Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones que ratifican la pertinencia de este trabajo y promueven la continuidad del mismo, con futuras investigaciones.

## 2. Marco Conceptual

### 2.1 Introducción

El empleo de los suelos compactados es frecuente en la construcción de obras de ingeniería civil. En las últimas décadas, el estudio de estos suelos ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación, debido a las dificultades que implica la aplicación de la mecánica de suelos tradicional a los problemas geotécnicos que estos plantean (Buenfil, 2007). A pesar de los numerosos estudios, es necesario continuar con la investigación sobre ellos para poder predecir con suficiente aproximación su comportamiento y enfocar racionalmente el diseño de las obras en las que esta clase de suelos intervienen. La compactación es uno de los diferentes procedimientos de mejora de un suelo que interviene en procesos de construcción. Por sus características, dentro de los procedimientos de tratamiento del terreno, se define como un método mecánico basado en la expulsión del aire que ocupa los poros del suelo y en la reducción rápida del índice de vacíos a contenido de agua constante (Wesley, 2009). Se aplica en la construcción de rellenos artificiales como presas, terraplenes, vías. etc. y en algunas ocasiones a terrenos naturales, como es el caso de las cimentaciones sobre arenas sueltas. El conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales compactados y de las condiciones de trabajo de los mismos en la estructura que se construye, son indispensables para dimensionarla y asegurar su estabilidad. Por esta razón se han desarrollado procedimientos y técnicas experimentales de laboratorio e in situ que han tratado de reproducir los procesos de compactación reales. Según Balmaceda (1991) y Beneyto et al (2000), a pesar de que se ha investigado mucho en este campo, la gran variedad de suelos existentes y de métodos de compactación desarrollados no han permitido, hasta el momento, llegar a reglas de comportamiento definitivas sobre este tema.

Los suelos compactados son suelos no saturados artificiales. Se pueden estudiar, por lo tanto, como suelos parcialmente saturados y aplicarles los conocimientos que de estos suelos se tienen. Intervienen en el tratamiento del problema todas las consideraciones que se hacen para los suelos no saturados (Alonso, 2010), como por ejemplo:

- Inclusión de la succión en las trayectorias de esfuerzos, dada la influencia que esta variable tiene sobre el comportamiento del suelo.
- Imposibilidad de aplicar el principio de los esfuerzos efectivos de la misma manera en que se hace para los suelos saturados.

- Expansión considerada como un aumento de volumen generado cuando se inunda el suelo bajo una presión aplicada, y colapso considerado como una reducción de volumen generada cuando se inunda el suelo bajo las mismas condiciones.

En esta investigación se estudia el comportamiento mecánico de resistencia al corte de un suelo residual compactado, por lo cual se debe emplear el conocimiento existente sobre el tema de caracterización de suelos residuales de origen volcánico y suelos parcialmente saturados.

## **2.2 Conceptos básicos**

Los suelos saturados y los suelos secos, constituyen un sistema de 2 fases: partículas sólidas-agua y partículas sólidas-aire, respectivamente. Pero en el caso intermedio, cuando el suelo está parcialmente saturado, se involucran tres fases en el suelo que interactúan entre sí: partículas sólidas, agua y aire (Meza, 2012). De acuerdo con Fredlund y Morgenstern (1977) se podría hablar de una cuarta fase: la interfase aire-agua, o membrana contráctil. Debido a la interacción entre las fases, además de los principios de la mecánica y la hidráulica, se requiere utilizar los principios de termodinámica entre las diferentes fases del suelo, lo cual hace un poco más complejo el estudio del suelo parcialmente saturado.

### **2.2.1 Relaciones de fase en suelos parcialmente saturados**

Las relaciones masa-volumen se definen tomando como base el sistema de tres fases: sólidos, agua y aire, en el cual se descarta el volumen de la membrana contráctil, porque es demasiado pequeño para influir en los cálculos y porque su masa se considera como parte de la masa del agua (García, 2003). Para definir las relaciones de fase, se ha utilizado tradicionalmente un diagrama esquemático de las diferentes fases que componen a un suelo. Modernamente se hace énfasis en los diferentes volúmenes de un suelo, relacionándolos con las diversas masas, como se muestra en la Figura 2.1.

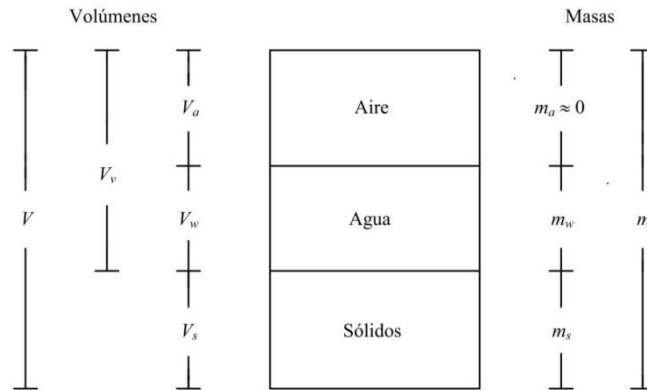


Figura 2.1. Diagrama de fases del suelo. Padilla (2003).

Donde para los volúmenes se tiene que:

$V$  = Volumen total de la muestra de suelo

$V_s$  = Volumen de sólidos del suelo

$V_w$  = Volumen ocupado por el agua en el suelo

$V_a$  = Volumen ocupado por el aire en el suelo

$V_v$  = Volumen de los vacíos del suelo =  $V_a + V_w$

Para las masas se tiene que:

$m$  = Masa total de la muestra de suelo

$m_s$  = Masa de sólidos del suelo

$m_w$  = Masa del agua en el suelo

$m_a$  = Masa del aire en el suelo (en aplicación técnica se desprecia)

En suelos parcialmente saturados, se utilizan principalmente las siguientes relaciones de fase:

Relación de vacíos ( $e$ ), definida como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de los sólidos. Se expresa como:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.1)$$

Porosidad ( $n$ ), definida como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total de la muestra de suelo que se analiza:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2.2)$$

Grado de saturación ( $S_r$ ), definida como la relación entre el volumen del agua y el volumen de vacíos del suelo. Se expresa como:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (2.3)$$

Contenido de agua ( $w$ ), es la relación entre la masa del agua y la masa de los sólidos de una muestra de suelo:

$$w = \frac{m_w}{m_s} \quad (2.4)$$

Contenido de agua volumétrico ( $\theta$ ), es la relación entre el volumen del agua respecto al volumen total. Esta variable es muy importante para el análisis de los cambios volumétricos asociados a variaciones del contenido de agua (García, 2003). Se expresa como:

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (2.5)$$

Densidad total ( $\rho$ ), se define como la relación entre la masa total y el volumen total:

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (2.6)$$

Densidad total ( $\rho_d$ ), es la relación entre la masa de sólidos del suelo y el volumen total:

$$m = \frac{m_s}{V} \quad (2.7)$$

Densidad de sólidos ( $\rho_s$ ), es la relación entre la masa de sólidos y el volumen de sólidos:

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} \quad (2.8)$$

Densidad del agua ( $\rho_w$ ), es la relación entre la masa del agua y el volumen ocupado por el agua en el suelo:

$$\rho_w = \frac{m_w}{V_w} \quad (2.9)$$

Gravedad específica de los sólidos ( $G_s$ ) es la relación entre la densidad de sólidos y la densidad del agua a una temperatura de 4°C y presión atmosférica:

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (2.10)$$

El contenido de agua volumétrico ( $\theta$ ), puede expresarse en términos de la porosidad y el grado de saturación:

$$\theta = S_r n \quad (2.11)$$



## 2.3 Tipos de suelos parcialmente saturados

Según su origen los suelos parcialmente saturados pueden ser naturales o artificiales y dentro de los primeros se han descrito una gran variedad de ejemplos en suelos sedimentarios (eólicos, aluviales, coluviales, etc), residuales lateríticos y residuales saprolíticos. Los suelos sedimentarios generalmente se forman en un ambiente acuoso, encontrándose inicialmente en una condición saturada, posteriormente debido a circunstancias ambientales podrían establecerse en una condición de saturación parcial. (Barrera, 2013).

Los suelos residuales, que provienen de la alteración del material parental por procesos físicos y químicos; y que generalmente están expuestos en los perfiles superficiales del terreno se asocian con los climas tropicales húmedos donde los fenómenos de meteorización son más intensos, aunque pueden presentarse en zonas no tropicales pero en menor proporción. Los suelos residuales lateríticos se forman en un proceso de meteorización química generalizada en la que la sílice y las bases son extraídas del material parental por lixiviación, produciéndose concreciones de hierro y aluminio. Bajo los perfiles de suelo residual laterítico se pueden encontrar perfiles de suelo saprolítico o rocas altamente meteorizadas “saprolito”.

En Colombia se encuentran depósitos de suelos residuales cerca de las zonas volcánicas, formados a partir de la meteorización de cenizas volcánicas. Los más importantes depósitos se localizan a lo largo de la cordillera Central, originados por los tres núcleos de reciente actividad volcánica, que son: En el sur: Nariño – Putumayo, en la parte sur – central: Cauca - Huila y en el centro del país: el núcleo Caldas – Tolima. Swindale (1969). El suelo residual de este estudio pertenece a la región del eje cafetero, enmarcándose en la zona del núcleo Caldas – Tolima, y por su presencia en el primer metro del perfil superficial del suelo, se encuentra en estado de saturación parcial. Las características más relevantes que se encuentran en la literatura técnica sobre el suelo derivado de ceniza volcánica a nivel mundial, se describen a continuación:

- De acuerdo al grado de meteorización del material parental, uno de los minerales presentes en estos suelos es la alófana, que proviene de la andolización del suelo. La característica básica de la alófana es que carece de estructura cristalina identificable, no encontrándose picos en el análisis de difracción de rayos X, es decir son amorfos. Malagón y Pulido (1991). Las alófanas son definidas como aluminosilicatos hidratados no cristalinos de acuerdo a Wada (1987).
- Los suelos pertenecen a una clase denominada “Alofánicos”, que incluye a los suelos derivados de la meteorización de piroclastos (Maeda et al., 1977). También fueron nombrados “Suelos Ando” por Thorp y Smith (1949) en Swindale (1969), el término lo adopta Maeda et al. (1977), y lo ajustan como término general para “los suelos de ceniza volcánica”. En el sistema de clasificación de suelos de los Estados Unidos se les denomina “Andepts” y también se les conoce como “Andosoles” en el mapa de suelo de la FAO/UNESCO del proyecto

mundial. Swindale (1969). Estos términos también fueron incluidos en Maeda et al. (1977).

- Los colores del subsuelo van desde pardo – amarillo a pardo – rojizo, según descripción edafológica dada por Swindale (1969).
- El suelo es muy poroso, de bajo peso unitario y alta capacidad de retención de agua.
- Poseen alta porosidad total y distribución de tamaños de poros muy amplia, lo cual genera un intervalo amplio de poros. Moldrup et al. (2003) en García (2003).
- Buena capacidad de drenaje.
- Los suelos que contienen alófana, presentan propiedades plásticas diferentes con respecto a otros suelos naturales. El límite líquido de un suelo compuesto por alófana y haloisita puede cambiar en condiciones de secado previo al ensayo. Según Mitchel (1993), la alófana no tiene una composición o forma definida y exhibe una gran variedad de propiedades físicas.

## **2.4 Génesis y evolución de los minerales en suelos derivados de cenizas volcánicas**

Con el paso del tiempo y de acuerdo a las condiciones medioambientales del sitio de depositación, los constituyentes amorfos de los andosoles, tienden a transformarse en minerales cristalinos. La secuencia de formación - transformación es respuesta a los factores formadores del suelo y va acompañada por variaciones profundas en sus propiedades, comportamiento y tipología. La secuencia de transformación se evidenció originalmente en Nueva Zelanda y fue confirmada posteriormente en muchos países, simplifica la formación y transformación de minerales amorfos en minerales cristalinos como función de la edad de los depósitos e intensidad de la meteorización. Besoain (1977). Bajo condiciones de contenido de agua adecuado y buen drenaje, algunos de los componentes de las cenizas volcánicas (vidrio volcánico, feldespatos), se alteran en el tiempo originando una serie mineralógica característica, cuyos principales componentes se muestran en la figura 2.2.

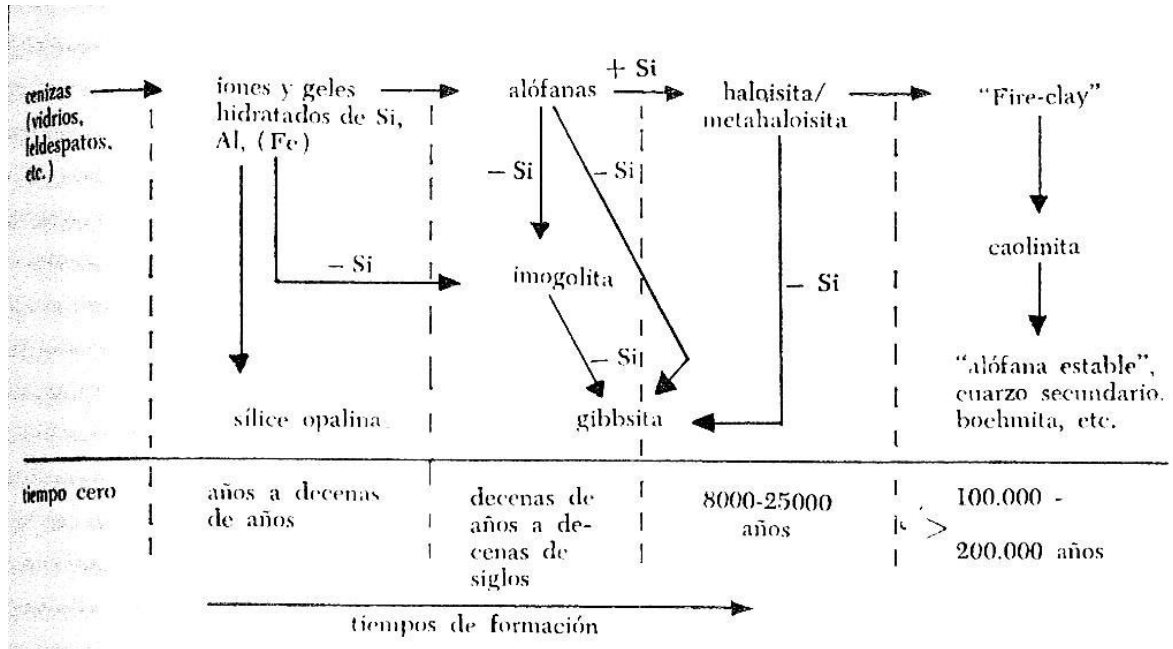


Figura 2.2. Evolución de los minerales en suelos derivados de cenizas volcánicas. (Besoain, y González, 1977)

De acuerdo al tiempo de transformación en la secuencia mostrada anteriormente, en los suelos derivados de cenizas volcánicas se pueden encontrar dos tipos de minerales principales: alófana y haloísita; y es común encontrarlos de manera conjunta en suelos jóvenes con buenas condiciones de drenaje.

## 2.5 Problemas en la caracterización de suelos derivados de cenizas volcánicas

Los minerales de alófana y haloísita que están presentes en los suelos derivados de cenizas volcánicas, influyen sobre los resultados de los ensayos de límites de Atterberg y no permiten identificar la verdadera plasticidad de este tipo de suelo. Mitchell (1993). Las propiedades físicas de estos suelos son atribuibles a las propiedades del material parental, entre ellas: las estructuras no cristalinas y el material orgánico acumulado durante la formación del suelo. Estos suelos (andisoles) muestran una gran diferencia en su granulometría cuando se comparan resultados de campo y los encontrados en laboratorio. Los materiales no cristalinos juegan un papel importante como agentes cementantes y reaccionan con el exceso de hexametafosfato de sodio empleado en la dispersión de partículas durante el ensayo de hidrometría, por lo que la dispersión total de estas es prácticamente imposible. Nancio et al. (1993); de ahí que el análisis de granulometría realizada en laboratorio refleje bajos contenidos de arcilla, comparados con los análisis en campo. Ping et al. (1989). De acuerdo a esto, el análisis mecánico de

los suelos derivados de ceniza volcánica requiere una serie de tratamientos previos para obtener la máxima dispersión de la arcilla en suspensiones. Maeda et al. (1977). Los pretratamientos incluyen, la eliminación de agentes cementantes, agitación y dispersión de las partículas mediante la introducción de iones que aumentan la carga negativa de las partículas. A pesar de los tratamientos previos que se le realicen al suelo, es difícil conseguir una dispersión completa de partículas minerales en andisoles, donde los materiales no cristalinos que están presentes en grandes cantidades en este tipo de suelos, contribuyen a la formación de agregados estables que resisten fuertemente la dispersión. Las agregaciones de arcillas alofánicas resultan de fuertes fuerzas cohesivas, reflejando probablemente la baja densidad de carga superficial y la cementación de agregados por óxidos e hidróxidos de hierro, tales como la ferrihidrita. Kubota (1976) en Nancio et al. (1993). Es importante tener en cuenta que el hexametáfosfato de sodio no es completamente eficiente en la obtención de la dispersión, debido a que este agente tiene una fuerte afinidad con las arcillas alofánicas y puede formar agregaciones floculadas de tipo borde - borde. Kobo et al. (1974). Otro de los factores a tener en cuenta durante el proceso de dispersión de las partículas en Andisoles es el valor del pH del suelo, ya que el efecto del valor de este es importante, notándose que la dispersión de las alófanos está relacionado con la composición química del suelo, específicamente con la relación Al/Si, variando así, el rango de dispersión según el pH. Wada (1985).

## 2.6 Estructura de suelos derivados de ceniza volcánica

El término “estructura” dado por Mitchell (1976) es descrito por Burland (1990) como la combinación de la cementación y la “fábrica”, la cual a su vez hace referencia al arreglo y distribución física de las partículas de suelo. La aparición de estructura de un suelo, se debe a la combinación del origen y el ambiente en el cual se encuentra el depósito, de manera que el material puede tener una estructura inicial, la cual puede cambiar debido a los factores químicos y físicos que ocurran en el sitio de depositación, que darán lugar a la formación de la estructura final del suelo. (Mitchell, 1976). En suelos derivados de ceniza volcánica, la distribución de los tamaños de los agregados está más estrechamente relacionada con la distribución de tamaños de poros, que la distribución de tamaños de partículas. Wu et al. (1990). Furuhashi y Hayashi (1980) en Nancio et al. 1993. En estudios para edafología, mostraron que los agregados de suelo de tamaños entre 250 a 1000  $\mu\text{m}$ , 100 a 250 $\mu\text{m}$  y menores a 100  $\mu\text{m}$ , hacen la mayor contribución a la ocurrencia de macroporos mayores a 100  $\mu\text{m}$ , macroporos entre 100 y 6  $\mu\text{m}$ , y mesoporos entre 6 y 0.4  $\mu\text{m}$ ; respectivamente.<sup>1</sup> Estos tamaños de poros, se evalúan de acuerdo al tipo de poros según su tamaño. Romero (1999). Esto indica que los

---

<sup>1</sup> La tipología original de tamaños de poros encontrados en el estudio de Furuhashi y Hayashi (1980), se compatibilizaron de acuerdo a la clasificación de tipo de poro según tamaño de Romero (1999), ya que los primeros autores usan la clasificación en Edafología y Romero, lo hace para propósitos de ingeniería.

macroporos y mesoporos tienen una alta correlación con los agregados. En la tabla 2.1 se muestra los tipos de poro según su tamaño (Romero, 1999).

Tabla 2.1. Tipos de poro según su tamaño (Romero,1999)

Tamaño de poro	Diámetro (nm)	Diámetro (Å : Angstrom)	Diámetro (µm)
Macroporos	1000 – 100000	10000– 100000	1 - 100
Mesoporos	100 - 1000	1000 – 10000	0.1 - 1
Microporos	20 - 100	200 - 1000	0.02 – 0.1
Ultramicroporos	< 20	< 200	< 0.02

Los diámetros de estos macroporos y mesoporos son determinados principalmente por los diámetros de las esferas inscritas en los cuellos producidos por esferas adyacentes (Furuhata y Hayashi, 1980). Por el contrario, los microporos de menos de 0.1 µm de diámetro tienen la mayor correlación con agregados de diámetro mayor a 500 µm. Este resultado sugiere que existen sobre todo en el interior de los grandes agregados (Furuhata y Hayashi, 1980).

## 2.7 Cementación

Dentro de los procesos químicos que puede sufrir el material parental o suelo luego de ser depositados, se encuentran la carbonatación, precipitación de compuestos y oxidación, también se desarrollan procesos de soldado en frío debido a la presencia de fuertes estados de esfuerzo en las uniones inter granulares y procesos de recristalización de minerales durante efectos de meteorización. Leroueil y Vaughan (1990).

La ceniza volcánica como material parental del suelo en estudio puede estar compuesta por minerales como feldespatos, hornblenda, biotita, augita, magnetita, cuarzo, hiperestena, apatita y principalmente vidrio volcánico; a través de procesos de alteración física y química, algunos de estos minerales (en particular, el vidrio volcánico, piroxenos, feldespato plagioclasa y anfíbola), producen minerales en la fracción arcilla, reconocidos como alófana, imogolita, y haloisita, que poseen propiedades (forma, tamaño, carga eléctrica y energía superficial) distintas frente a las encontradas en los minerales que comúnmente integran los suelos sedimentarios. Estos minerales arcillosos, junto con la ferrihidrita le proporcionan las características de cementación al suelo derivado de ceniza volcánica. (Herrera, 2006).

## 2.8 Succión en suelos parcialmente saturados

El término “succión del suelo” fue usado por Schofield, (1935) para representar la “deficiencia de presión” en el agua de poros de algunos suelos (no saturados) que tenían la capacidad de absorber agua si se le adicionaba agua a la presión atmosférica. El término succión o potencial de agua designa a la integrante del estado de esfuerzos que tiene en cuenta aquellos efectos de superficie capaces de retener agua dentro de la estructura del suelo. Sin su participación resulta imposible definir el estado de esfuerzos y entender la respuesta de cambio volumétrico de un suelo parcialmente saturado (Barrera, 2002). Para Blight (1965), el efecto de la succión en un suelo parcialmente es equivalente al de una presión exterior aplicada.

### 2.8.1 Concepto

El concepto de succión total surge a partir del estudio de la mecánica de suelos parcialmente saturados controlando el comportamiento mecánico de los estos materiales junto con el esfuerzo total. La succión total presenta dos componentes, la succión matricial o capilar y la succión osmótica. La primera de ellas está relacionada con la presencia de meniscos en los poros del suelo que generan una fuerza adicional de unión en los contactos entre granos, debido a la tensión superficial del agua que ocupa parcialmente los poros del suelo (Capdevila, 2008). La figura 2.3, muestra un modelo a microescala de dos partículas de suelo, asumidas como esféricas, y su interacción con los meniscos formados por el agua intersticial.

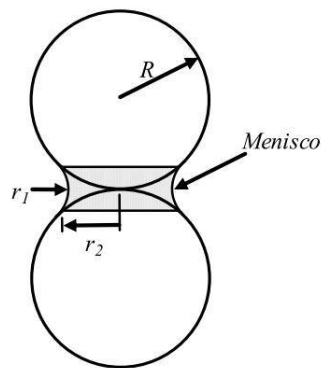


Figura 2.3. Modelo para succión matricial

El parámetro de succión matricial ( $s$ ) puede ser expresado mediante la ecuación 2.12.

$$S = (u_a - u_w) \quad (2.12)$$

Donde  $u_a$  es el valor de la presión del aire en los poros y  $u_w$  es el valor de la presión del agua en los poros. Como la presión del aire en los poros, generalmente, es mayor a la presión del agua el valor de la succión es positivo. En caso que el valor de la presión del aire se considere igual a la presión atmosférica, la succión adopta valores negativos y su expresión para partículas esféricas (Figura 2.3) resulta de la ecuación de Laplace 2.13 (Cho y Santamarina, 2001)

$$S = T_s \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (2.13)$$

Donde  $T_s$  es el valor de la tensión superficial y  $r_1, r_2$  los radios de los meniscos formados. Los radios de los meniscos están relacionados con el tamaño del macroporo existente en el suelo, que en definitiva es quien condiciona el tamaño del menisco. Ante la presencia de sales solubles se puede desarrollar la segunda componente de la succión total. La succión osmótica se origina por gradiente de concentración de sales disueltas en el agua que ocupa los poros de los suelos, debido a una búsqueda de equilibrio químico, lo que origina que las moléculas de agua de una determinada posición intenten migrar de lugar, buscando equilibrar la concentración de sales del fluido, generando efectos de succión. La magnitud de la succión osmótica dependerá de la concentración de sales presentes en el suelo (Fredlund y Rahardjo, 1993; Sreedeeep y Singh, 2006). Muchos suelos con granulometrías del tamaño de limos y arenas finas presentan una distribución uniforme de sales en el agua que ocupa sus poros, por lo tanto los valores de succión osmótica no son significativos, procediendo a desprestigiar su efecto, tomando relevancia sólo la componente de succión matricial o capilar. En el caso de suelos de baja porosidad y alta capacidad de intercambio de cationes como los suelos arcillosos, se registran valores elevados de succión osmótica (Sreedeeep y Singh, 2006).

## 2.8.2 Medición de la Succión

Existen diversas técnicas para medir la succión total, matricial y osmótica del suelo, las cuales se pueden dividir en métodos directos o indirectos. Los métodos directos, miden la presión negativa del agua en los poros del suelo o controlan las presiones del agua y del aire en los poros, para obtener la succión. Los métodos indirectos determinan la succión basados en la condición de equilibrio de contenido de agua del suelo, con medidas de: presión de vapor, contenido de agua o propiedades físicas (conductividad térmica o eléctrica) de un medio poroso en equilibrio con el suelo (Meza, 2012).

Dentro de los métodos más usados se encuentran los que usan los siguientes equipos y técnicas experimentales (Pintado, 2002):

**Tensiómetros:** Miden la succión matricial en el intervalo de 0 a 70 kPa, aunque Ridley y Burland (1993) desarrollaron uno que permite medir hasta 1.5 MPa. Miden la presión

negativa del agua directamente. Para la medida de la presión absoluta del agua en suelos saturados, el principio es el mismo. La limitación depende de la presión mínima a partir de la cual, el agua empieza a cavitarse (Muraleetharan y Granger, 1999).

**Psicrómetros:** Miden la succión total en el intervalo comprendido entre 80 kPa y 4.5 MPa. La medida está basada en la diferencia de temperatura entre un termómetro “seco” situado en el ambiente cuya humedad relativa se quiere medir, y un termómetro “húmedo”, que está en contacto con agua que va evaporándose. El calor de vaporización hace que descienda la temperatura del termómetro húmedo. La diferencia entre ambas temperaturas es función de la humedad relativa ambiental (Jones et al., 1990; Baker et al., 1973). La humedad relativa ambiental (HR) se relaciona con la succión (S) a través de la ley psicrométrica.

**Higrómetros capacitivos:** Miden el valor de succión total a través de la relación psicrométrica. El intervalo de medida está situado entre el 0 y el 100 % de humedad relativa, aunque el error al medir es alto para humedades por encima del 90 %. Su uso en un intervalo determinado está condicionado al error máximo que se esté dispuesto a tolerar (1% 0-90% y 2% 90-100%, aunque depende del equipo utilizado). Se basan en la variación de la capacidad de un condensador cuando su dieléctrico se humedece. La humedad de este material dieléctrico (un polímero) depende de la humedad relativa del ambiente (Vaisala, 1996; Oldecop, 1999).

**Papel de filtro:** Mide la succión matricial en un intervalo entre 0.01 y 100 MPa. La técnica de medida consiste en poner en contacto una muestra de suelo con un pequeño fragmento de papel de filtro. El agua circulará desde el suelo al papel de filtro hasta igualarse la succión de ambos. Calculando el contenido de agua del papel, se puede conocer la succión a partir de una curva de calibración succión-contenido de agua del papel (Houston et al., 1994; Chandler y Gutiérrez, 1986).

**Conductividad térmica:** Mide la succión matricial. Este método consiste en medir la conductividad térmica de un elemento poroso patrón. Este elemento se pondrá en contacto con un suelo y el agua se moverá hasta que las succiones en la muestra y el elemento poroso sean iguales. Conociendo la variación de la conductividad térmica del patrón con la succión, se conoce la succión del suelo. Este método es parecido al del papel de filtro en su fundamento. (Sattler y Fredlund, 1989).

### 2.8.3 Curvas de retención de agua

La relación existente entre el contenido de agua y la succión en un suelo, se define mediante la Curva Característica de Succión en el Suelo (SWCC, Soil Water Characteristic Curve). Esta relación también es conocida en la ciencia del suelo como curva de retención de agua. El concepto e interpretación de la SWCC es muy importante para el entendimiento de la mecánica de suelos parcialmente saturados. Debido a esto,



el enfoque de algunas investigaciones ha sido encontrar la relación entre la SWCC de un suelo con sus propiedades físicas, así como también relaciones entre la SWCC y parámetros como la resistencia al corte y el coeficiente de conductividad hidráulica del material. La cantidad de agua en el suelo puede expresarse en términos de contenido de agua gravimétrico ( $w$ ), grado de saturación ( $S$ ) o contenido de agua volumétrico ( $\theta$ ) (Meza, 2012). En la práctica geotécnica, se representa la SWCC en términos de la succión matricial, puesto que la mayoría de los problemas ingenieriles son el resultado de cambios ambientales (succión matricial), mientras que los cambios en la succión osmótica son relevantes en el comportamiento del suelo en los casos donde se presente alteración del contenido de sales del suelo por efecto de contaminación química. La SWCC no es única para un suelo, su forma y posición no son las mismas, para trayectorias de humedecimiento del suelo que para trayectorias de secado del suelo, lo que es llamado como “histéresis” (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La curva de retención de agua presenta una típica forma de S (en gráfico semi-log), con dos puntos característicos ideales (García, 2003):

- a) El valor de entrada de aire o presión de burbuja  $(u_a - u_w)_b$ , correspondiente a la succión que produce el ingreso del aire a los poros más grandes. Este punto también indica el comienzo del drenaje.
- b) El contenido de agua residual o la saturación residual ( $S_r, \theta_r, w_r$ ) es el punto de la curva donde se requiere gran cantidad de energía (succión) para producir un pequeño cambio de contenido de agua; se conoce también como el punto de succión residual,  $\psi_r$ . Para valores de succión por encima de este punto, cesa la capacidad de remover agua de la matriz del suelo, y cualquier remoción posterior debe hacerse a través de vapor

Las curvas de retención difieren mucho según el tipo de suelo y la historia de esfuerzos. La curva de retención obtenida en trayectorias de secado iniciadas desde condiciones de saturación total y hasta alcanzar un valor de saturación residual, puede ser representada como una única curva denominada “Curva de secado principal” (véase tramo A-B-C de la Figura 2.4). De la misma forma, las trayectorias de humedecimiento iniciadas desde un contenido de agua residual hacia estados saturados pueden ser representadas por una única curva denominada “Curva de humedecimiento principal” (véase tramo C-D-saturación de la Figura 2.4). Al valor de la succión para el que inicia la entrada de aire en el proceso de secado se denomina “valor de entrada de aire”. De forma semejante, durante la etapa de mojado el suelo alcanza una succión llamada “valor de entrada de agua” (o valor de oclusión de aire) (véase el punto D de la Figura 2.X) (Buenfiel, 2007). Se ha observado que cuando se someten a procesos no monótonos, de humedecimiento y secado, los suelos sufren de procesos de histéresis. Si la trayectoria de secado se detiene antes de alcanzar el contenido de agua residual y la muestra es humedecida, se observa un comportamiento con histéresis (véase la Figura 2.4). Vaunat et al. (2000) propuso un modelo para describir la histéresis de la curva de retención.

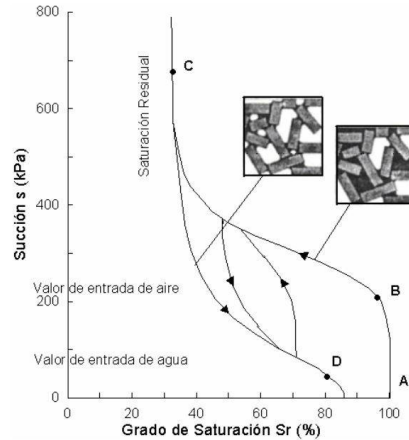


Figura 2.4. Curva de retención de agua. Kawai et al. (2000)

Para obtener las curvas de retención de agua del suelo, se realiza el tratamiento matemático de los valores encontrados en laboratorio de contenido de agua y succión (ver ecuación 2.14), utilizando el modelo de Fredlund y Xing (1994).

$$w = w_s \left\{ 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln\left[\frac{1000000}{\psi_r}\right]}\right\} \left\{ \frac{1}{\ln\left[e + (\psi/a)^n\right]}\right\}^m \quad (2.14)$$

donde,

$w$  : Contenido gravimétrico de agua a cualquier succión

$w_s$ : : Contenido de agua volumétrico de saturación

$e$  : base de los logaritmos naturales

$\psi$  : Succión en kPa

$\psi_r$  : Succión correspondiente al contenido de agua residual

La ecuación (2.14) también puede ser escrita en términos del contenido de agua volumétrico ( $\theta$ ), haciendo el reemplazo de las variables de contenido de agua gravimétrico ( $w$  y  $w_s$ ) por sus equivalentes en términos de contenido de agua volumétrico ( $\theta$  y  $\theta_s$ ).

## 2.9 Características de compactación

El proceso de compactación es usado para mejorar las características ingenieriles del suelo, dentro de los tipos de compactación podemos encontrar principalmente: Compactación dinámica ó por impacto, compactación estática y compactación por vibración.

El proceso de compactación en el laboratorio busca definir las características de Contenido de agua óptimo y densidad seca máxima del suelo, las cuales son función de la cantidad de energía suministrada al material en la prueba y por otra parte de la naturaleza del proceso de compactación. Para determinar la humedad óptima que ha de usarse en el proceso en campo, se usan métodos de laboratorio, para ello se debe calcular la energía impuesta por unidad de volumen de suelo

### 2.9.1 Compactación dinámica

El plano (densidad seca,  $\gamma_d$ ; humedad,  $w$ ) elegido por Proctor para representar los estados de compactación de un suelo permanece como plano de referencia para abordar el estudio de compactación. Se dibujan como referencia, dos tipos de curvas que dan la primera "estructura" al plano de compactación: las curvas de igual grado de saturación ( $S_r$ ) y las correspondientes a un porcentaje dado ( $\alpha$ ) de aire en los poros, con relación al volumen total del suelo. Estas dos familias de curvas están dadas por las expresiones 2.15 y 2.16:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{\gamma_s w}{\gamma_w S_r}} \quad (2.15)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{\gamma_s w + \alpha}{\gamma_w (1 - \alpha)}} \quad (2.16)$$

### 2.9.2 Compactación estática

En los procesos de compactación estática, el suelo es compactado por una fuerza estática aplicada gradualmente. En la práctica, el material suelto es confinado en un recipiente y la compactación se logra por el movimiento gradual de un pistón. La compactación estática del suelo puede ser de tres tipos, dos de los cuales se muestran en Venkatarama y Jagadish (1993). A continuación se presenta una breve descripción de los tres tipos de compactación estática:

**Compactación con esfuerzo pico constante y deformación variable.**

En este tipo de compactación, el esfuerzo aplicado se varía gradualmente a una velocidad definida (o un conjunto de diferentes velocidades) hasta que un esfuerzo específico es alcanzado. El espesor del espécimen compactado depende de la humedad del material. Tales pruebas se llevaron a cabo por Turnbull (1950) y Olivier y Mesbah (1987). Curvas de compactación similares a las curvas de Proctor se generan en estas pruebas, pero la cantidad de energía suministrada al suelo varía con la humedad. La curva de compactación no se puede interpretar con referencia a una energía específica

**Compactación con esfuerzo pico variable y deformación constante**

En este tipo de compactación se presenta una fuerza estática aplicada gradualmente a una masa de suelo hasta que se consigue un determinado espesor final (volumen). La fuerza al final del proceso de compactación puede variar, dependiendo de la humedad del suelo. En esta prueba no se presenta una energía de compactación constante.

**Compactación con esfuerzo pico variable y deformación variable**

En esta compactación el esfuerzo aplicado varía gradualmente a una velocidad definida, de la misma manera varía el espesor final del espécimen, en el proceso se busca llegar a una misma energía de compactación. El esfuerzo final y el espesor final dependen del contenido de agua del material en estudio.

## 2.10 Resistencia al corte de suelos parcialmente saturados

Fredlund et al. (1978) sugirieron una relación lineal entre la tensión de corte  $\tau$  de suelos no saturados y las dos variables de estado de estado de esfuerzos,  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$ . La ecuación de resistencia al corte usando las tres variables de esfuerzos puede ser escrita como se muestra en la ecuación (2.17):

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan\phi' + (u_a - u_w)_f \tan\phi^b \quad (2.17)$$

donde:

$\tau_f$  = Resistencia al corte

$c'$  = Intercepto sobre el eje de esfuerzo cortante de la envolvente de falla de Mohr Coulomb extendida, donde el esfuerzo normal neto y la succión matricial en falla es igual a cero. Conocida como cohesión efectiva.

$(\sigma - u_a)_f$  = Esfuerzo normal neto

$u_a$  = Presión de aire en poros

$u_w$  = Presión de agua en poros

$\sigma$  = Esfuerzo normal total

$\varphi'$  = Angulo de fricción interna del suelo, asociado con la variable de esfuerzo normal neto.

$(u_a - u_w)_f$  = Succión matricial en falla

$\varphi^b$  = Angulo que indica la tasa de incremento de resistencia al corte con respecto a la succión matricial. La ecuación de resistencia al corte para un suelo parcialmente saturado exhibe una transición sin problemas a la ecuación de la resistencia al corte de un suelo saturado. A medida que el suelo se acerca la saturación, la presión de poros,  $u_w$ , se aproxima a la presión de aire de los poros,  $u_a$ , y la succión matricial  $(u_a - u_w)$ , tiende a cero. La componente de la succión matricial desaparece, y la ecuación 2.18 vuelve a tomar la forma de la ecuación para un suelo saturado:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_w)_f \tan\varphi' \quad (2.18)$$

La envolvente de falla para un suelo saturado es obtenida al dibujar una serie de círculos de Mohr correspondientes a las condiciones de falla sobre el plano bidimensional  $(\sigma - \tau)$ . La línea tangente a los círculos de Mohr es llamada envolvente de falla, la cual es descrita por la ecuación 2.18. En el caso de los suelos parcialmente saturados, los correspondientes círculos de Mohr pueden ser dibujados en un espacio tridimensional de la manera mostrada en la figura 2.5. El espacio tridimensional tiene el esfuerzo de corte,  $\tau$ , en el eje de las ordenadas y las variables de estado de esfuerzos,  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$ , en las abscisas. El plano frontal representa un suelo saturado donde la succión matricial es cero.

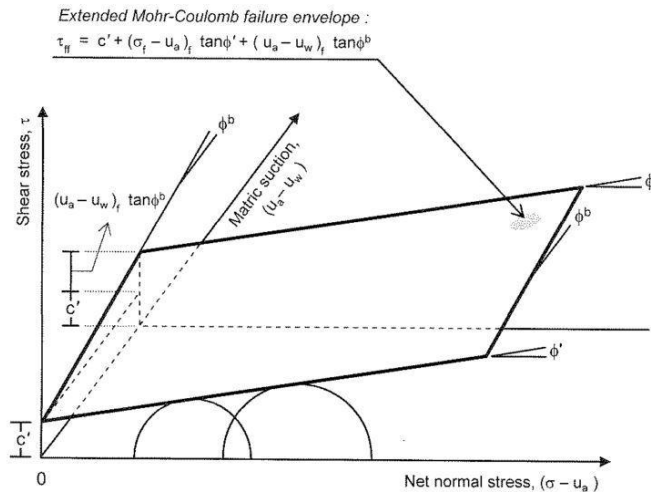


Figura 2.5. Criterio de Mohr-Coulomb extendido para suelos parcialmente saturados. (después de Fredlund y Rahardjo, 1993)

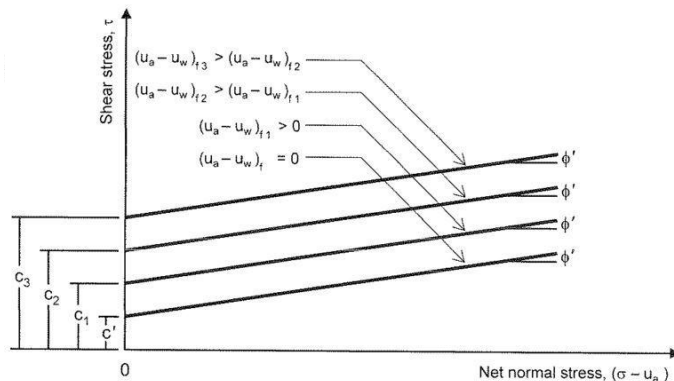


Figura 2.6. Criterio de Mohr-Coulomb extendido. Angulo  $\phi'$  constante (después de Fredlund y Rahardjo, 1993)

Fredlund et al. (1978), mostraron experimentalmente que el valor de  $\phi'$  era el mismo para condiciones saturadas y no saturadas (ver figura 2.6). En este caso, se usa la componente matricial de la succión, que es la que influye fundamentalmente en la resistencia al corte. Escario y Sáez (1986) presentaron resultados que sugieren la necesidad de modificar la ecuación anterior. Escario y Sáez realizaron ensayos de corte directo en condiciones drenadas sobre arcillas con diferentes valores de succión controlada. Posteriormente se demostró que el ángulo de resistencia que se relaciona con la succión ( $\phi^b$ ), no es un parámetro constante, sino que es variable (Gan et al, 1988; Fredlund et al, 1987; Vanapalli et al, 1996), y que la superficie de resistencia no varía linealmente con relación a la succión, sino que es una superficie curva.

## 2.11 Efectos de la cementación en el comportamiento esfuerzo – deformación

Los suelos cementados se encuentran en la naturaleza en condición de saturación parcial, situación por la cual el comportamiento de estos depende, además del estado de esfuerzos, del grado de saturación del material, Muchas veces los efectos de succión y cementación se confunden; y son difíciles de aislar. En efecto, la saturación puede generar disolución o debilitamiento de sales y óxidos que actúan como verdaderos cementante en condiciones semisaturadas. Capdevila J. (2008).

Por las condiciones de saturación parcial, las características de drenaje y los componentes químicos del material en estudio, se podría presentar el efecto conjunto de cementación y succión, observándolo desde la perspectiva del efecto de la succión en la resistencia al corte de los vínculos cementantes.

El comportamiento esfuerzo deformación de los suelos cementados varía de frágil, para bajos niveles de confinamiento, a dúctil, para valores elevados de esfuerzo de confinamiento. La tendencia a dilatar de estos suelos, su fragilidad y el ablandamiento una vez superada la resistencia pico, están asociadas a fallas progresivas y localización de deformaciones. Los procesos de carga bajo esfuerzos controlados como condiciones de contorno permiten la propagación orientada de la decementación de los contactos y la formación de bandas de corte. La heterogeneidad, característica de los suelos naturalmente cementados, facilita la localización de deformaciones (Rinaldi y Santamarina, 2003).

## 2.12 Referencias capítulo

Alonso E. 2010. Suelos compactados en la teoría y en la práctica. Universidad Politécnica de Cataluña.

Barrera, B. M. 2002. Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. España

Besoain, E. y González, S. 1977. Mineralogía, génesis y clasificación de suelos derivados de las cenizas volcánicas de la región centro-sur de Chile. DIPROREN – SAG. Universidad Católica de Chile.

Blight, G.E. 1965. A study of effective stress for volume change, in Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. Sidney Butterworths: 259-269.

Buenfil, C. 2007. Caracterización experimental del comportamiento hidromecánico de una arcilla compactada. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.

Capdevila, J. A. 2008. Comportamiento Tensión-Deformación del Loess del Centro de Argentina en Campo y Laboratorio: Influencia de los Parámetros Estructurales. Tesis Doctoral. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba.

Cho, G. C. y Santamarina, J. C. 2001. Unsaturated Particulate Materials – Particle-Level Studies. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 127, No.1, pp. 84 – 96.

García, J. C. 2003. Efectos de los cambios de humedad en la resistencia de un suelo parcialmente saturado derivado de ceniza volcánica. Tesis para optar al título de Magister en geotecnia. Universidad Nacional de Colombia.

Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. & Widger, R.A. 1978. The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal. Vol.15, No.3, 313-321

- 
- Fredlund, D. G. and Morgenstern, N. R. 1977. Stress state variables for unsaturated soils. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, GT5*, 103, 447-466.
- Fredlund, D. G. y Rahardjo, H. 1993. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley and Sons, Inc. New York.
- Herrera, M. C. 2006. Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia. Tesis Doctoral. Universidad de Los Andes. Bogotá. Colombia
- Houston, S.L. Houston, W.N. and Wagner, A.M. 1994. Laboratory filter paper suction measurements, *Geotechnical Testing Journal*, 17: 185-194.
- Kobo, K., Oba, Y and Oishi, K., 1974. Genesis and characteristics of volcanic ash soil in Japan, V. The relationship between the degree of weathering and parent material composition in clay fraction and dispersion of clay. *Japanese Soil Science*.
- Leroueil, S. y Vaughan, P. 1990. The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks. *Géotechnique*. 40, No. 3. 467-488.
- Maeda, T., Takenaka, H. y Warkentin, B. P. 1977. Physical properties of allophane soils. In. *Advances in Agronomy*. N. C. Brady (Ed.) Academic Press, NY, 229-264.
- Malagón, D. y Pulido, C. 1991. Suelos de Colombia. Bogotá, Instituto Geográfico Agustín Codazzi.
- Malagón, D. 2003. Tipología de Suelos Colombianos – Énfasis en génesis y aspectos ambientales. Instituto Geográfico Agustín Codazzi. Bogotá.
- Meza, V. E. 2012. Unsaturated soils, from Research to the University Lecture. *Boletín de Ciencias de la Tierra*. Número 31, ISSN 0120 - 3630. pp 23-38.
- Mitchell, J. K. 1993. *Fundamentals of Soil Behavior*. 2nd Edition, Wile Mark Zuckerberg, New York. EUA.
- Nanzio, M., Shoji, S., Dahlgren R. 1993. Physical Characteristics of Volcanic Ash Soils. *Volcanic Ash Soils, Genesis, Properties and Utilization*. Developments in Soil Science 21.
- Nuntasam R., & Cameron D. 2011. The unsaturated shear strengths of two compacted collapsible soils. *Unsaturated Soils: Theory and Practice*. Proceedings of the 5TH Asia Pacific conference on unsaturated soils, Pattaya, Thailand.
- Padilla, R.R. 2003. Relaciones de Fase en la Ingeniería Geotécnica Moderna. DICyG, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Ping, C., Shoji, S., Ito, T., Takahashi, T and Moore, J. 1989. Characteristics and classification of volcanic ash derived soils in Alaska. *Soil Science* 148.



Pintado, X. 2002. Caracterización del comportamiento Termo-hidro-mecánico de arcillas expansivas. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.

Ridley, A.M. & Burland, J.B. 1993. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique*, 43 (2): 321-324.

Romero E. Characterization and Thermo-hidro-mechanical behavior of unsaturated Boom Clay: An experimental study. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. 1999.

Schofield, A.N. 1935. The pF of the water in soil. *Trans. 3rd Int. Cong. Soil Science*, Vol. 2: 37-48.

Silva, C. H. C., Porras, O. F., Fratta, D. y Macari, E. J. 2002. Mechanical Response of Unsaturated Particulate Materials – A Stiffness Assessment Study under Controlled Matric Suction. *Proceedings of International Mechanical Engineering Congress & Exposition*. New Orleans.

Sreedeeep, S. y Singh, D. N. 2006. Methodology for Determination of Osmotic Suction of Soils. *Geotechnical and Geological Engineering*. Vol. 24. pp. 1469-1479.

Swindale, L. 1969. Chemical properties of allophane from Hawaiian and Japanese soils. Panel sobre suelos derivados de cenizas volcánicas de América Latina. Costa Rica.

Swindale, L. D. 1969. Propiedades de los suelos derivados de cenizas volcánicas. Panel sobre suelos derivados de cenizas volcánicas en América Latina. Costa Rica.

Thorp, J. y Smith, G. 1949. Higher categories of soil classification: order, suborder and great group. *Soil Sci.* 67: 117 – 126.

Venkatarama Reddy, B. V. & Jagadish, K. S. 1993. The static compaction of soils Technical Note. *Géotechnique* 43, No. 2, 337-341.

Wada, K., 1985. The distinctive properties of Andosols. *Soil Science.*, No. 2, 173-229.

Wada, K. 1987. Minerals formed and mineral formation from volcanic ash by weathering . *Chemical Geology*, 60: 17 – 28.

Wesley L.D. 2009. Behaviour and geotechnical properties of residual soils and allophane clays. *Obras y Proyectos* 6, 5-10.

Wu, L., Vomocil, J. and Child, S. 1990. Pore size, particle size, aggregate size, and water retention. *Soil Science*. No. 54: 952-956.



## **3. Caracterización del suelo estudiado y técnicas experimentales**

### **3.1 Introducción**

Para realizar una correcta clasificación y caracterización de los suelos, con propósitos de ingeniería, se deben considerar en primera instancia los procesos que los originaron, puesto que los factores medioambientales son determinantes en la formación y evolución del suelo, y como consecuencia de esto en las propiedades índice y su comportamiento mecánico (Gamma, 1998). Los principales factores determinantes de las características de los suelos residuales son (material parental, clima, topografía, drenaje y el tiempo).

El suelo de este estudio tiene su origen en la alteración física y química de los depósitos de cenizas volcánicas (disolución, lixiviación y precipitación de compuestos). Estos procesos transforman los minerales, la forma, el tamaño de las partículas, la fábrica y la porosidad. Su influencia es controlada por las condiciones climáticas y el tiempo. Las condiciones climáticas (precipitación, temperatura, humedad y viento) determinan la presencia de fluidos disponibles para las reacciones químicas, la tasa a la cual estas reacciones ocurren, la migración de compuestos y la erosión, entre otros procesos (Chadwick et al., 2003; Townsend, 1985). El tiempo por su parte, gobierna la secuencia para la síntesis de minerales secundarios y la distribución de tamaños de partículas.

Las cenizas volcánicas le confieren propiedades bastante definidas a los suelos (Andosoles y suelos ándicos). Una de las principales características que heredan los suelos del material original es la Alófana, un silicato aluminico amorfo (a nivel mundial se reconocen características particulares de los suelos ricos en este mineral). Se realizó un programa experimental que comprendió los ensayos requeridos para conocer las propiedades específicas del suelo derivado de ceniza volcánica, correspondiente al estrato más superficial de una zona representativa del suelo típico del área de Palestina (Caldas), teniendo en cuenta las recomendaciones particulares para la caracterización de suelos residuales tropicales. Dentro de los ensayos básicos realizados se incluyó: descripción visual, densidad, gravedad específica de los sólidos del suelo, granulometría por tamizado e hidrometría y límites de consistencia. Como complemento a la caracterización básica del material se incluyeron ensayos específicos de caracterización química y mineralógica a través de las técnicas de fluorescencia de rayos X y difracción de rayos X. Mediante el uso del microscopio óptico, siguiendo las recomendaciones de Bullock et al. (1985), se observó una sección delgada realizada con el material natural.

Esto permitió conocer la estructura natural del suelo y los rasgos que resultan de la meteorización de los minerales.

Se determinaron las características de compactación mediante la metodología Proctor y el método de compactación estática. Los especímenes compactados fueron probados en ensayos de resistencia al corte directo en el equipo convencional. En este capítulo se describen los ensayos y técnicas experimentales usadas durante la investigación. Los resultados y los correspondientes análisis se presentan en los capítulos 4 y 5.

### 3.2 Localización geográfica

El suelo estudiado proviene de un sector localizado en el lugar donde se construye el futuro Aeropuerto del Café, en el municipio de Palestina (Caldas), (ver figuras 3.1 y 3.2). El sector del muestreo se encuentra a una altitud aproximada de 1510 m.s.n.m., en las coordenadas: Latitud:  $5^{\circ}01'26.69''$  N y Longitud:  $75^{\circ}37'07.60''$  W.

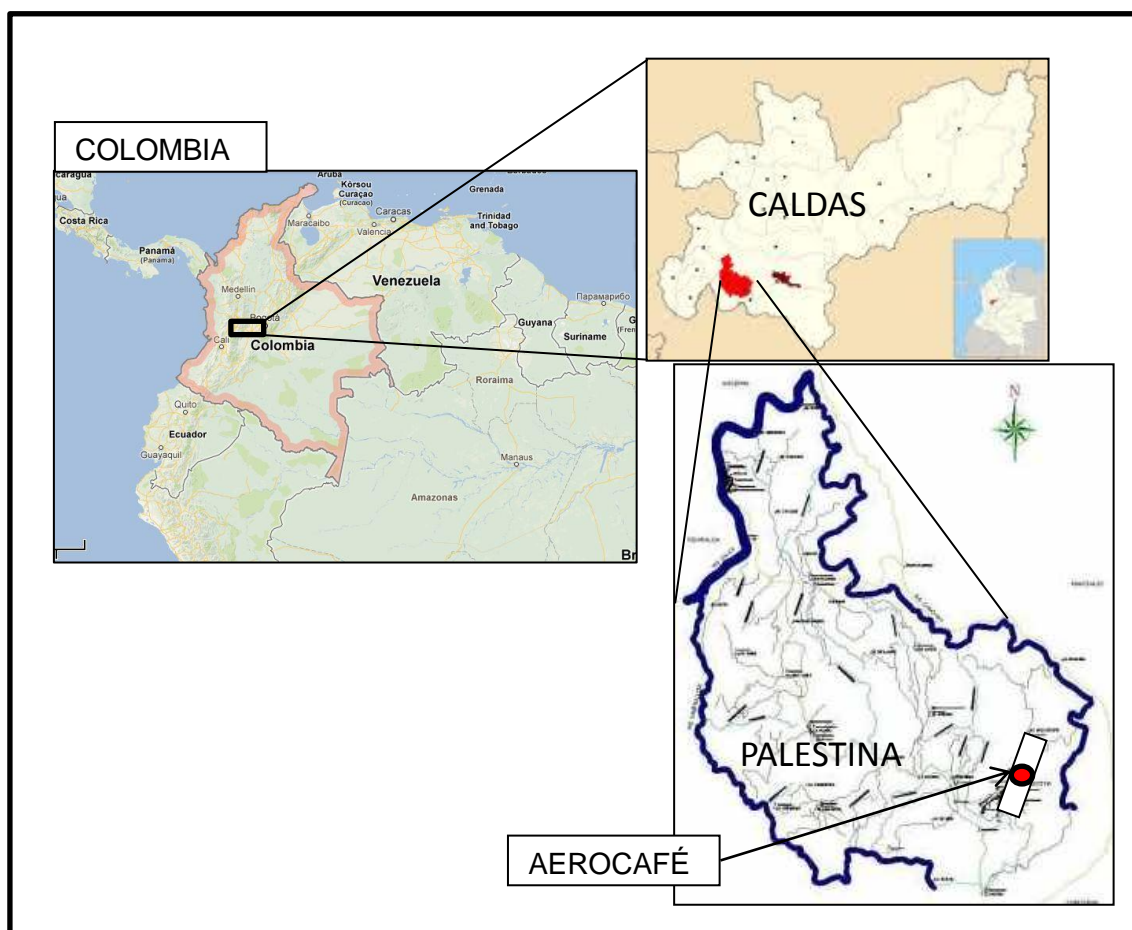


Figura 3.1. Localización general del sitio de Muestreo

Palestina se encuentra en el corazón de la zona cafetera de Colombia, junto con los municipios de Chinchiná y Manizales forma el triángulo cafetero más importante del Departamento de Caldas. Su casco urbano se encuentra a una altitud promedio de 1.630 metros sobre el nivel del mar, cuenta con temperatura media de 19°C y una precipitación promedio anual de 2.400mm.

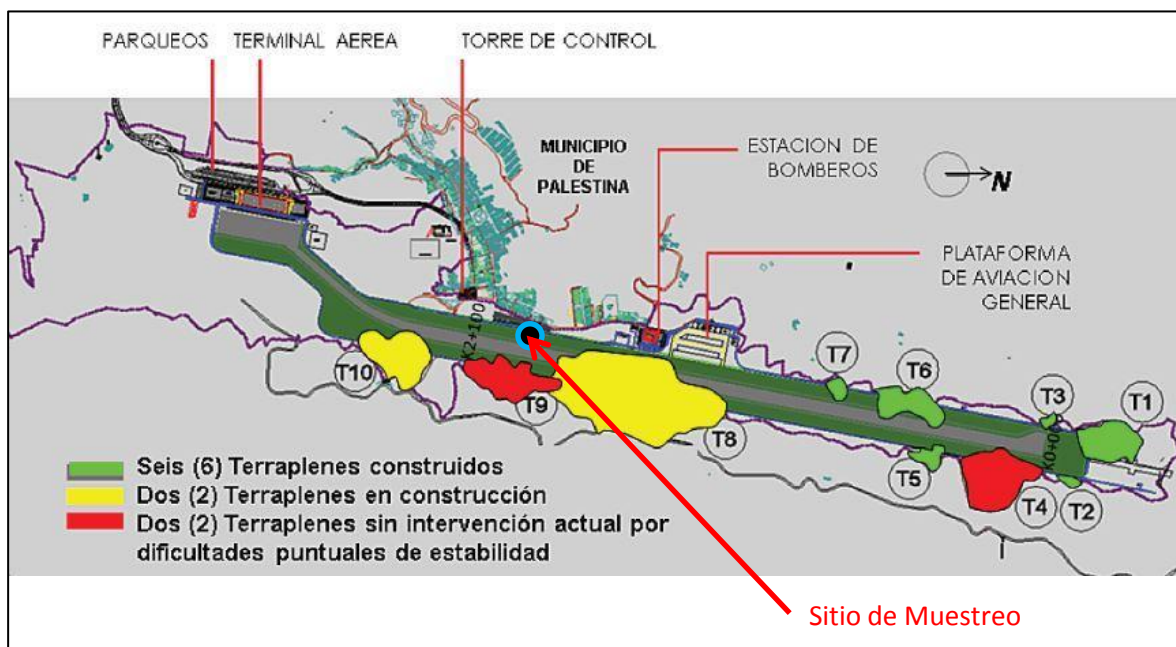


Figura 3.2. Esquema general del Proyecto Aeropuerto del Café (en Construcción). Fuente: Portal Infimanizales 2012

Para recuperar el material se usaron trincheras superficiales hasta 0.9m de profundidad, de las cuales se extrajo material inalterado en bloques y material a granel, para realizar las pruebas de compactación en laboratorio.

### 3.3 Origen geológico y composición del suelo

#### 3.3.1 Origen del suelo

El material pertenece al suelo derivado de ceniza volcánica de las formaciones superficiales en Palestina (Caldas), el cual tiene su origen en la alteración física y química de los depósitos de cenizas volcánicas (disolución, lixiviación y precipitación de compuestos). Estos procesos transforman los minerales, la forma y el tamaño de las partículas, la fábrica y la porosidad. La influencia de los procesos que transforman los minerales es controlada por las condiciones climáticas y el tiempo. Las condiciones climáticas (precipitación, temperatura, humedad y viento) determinan la presencia de fluidos disponibles para las reacciones químicas, la tasa a la cual ocurren estas reacciones, la migración de compuestos y la erosión, entre otros procesos (Chadwick et

al., 2003; Townsend, 1985). El tiempo, por su parte, gobierna la secuencia para la síntesis de minerales secundarios y la distribución de tamaños de partículas.

En el área de influencia del aeropuerto del café se identifican formaciones superficiales entre las cuales se encuentran los depósitos de caída Piroclástica, suelos residuales originados por la meteorización de rocas metamórficas y depósitos de ladera producto de antiguos movimientos en masa.

### **3.3.2 Depósitos de caída piroclástica**

Cubriendo la mayor parte del área y suprayaciendo discordantemente a los esquistos de la formación Lisboa - Palestina, se encuentran depósitos compuestos por niveles de ceniza y lapilli no consolidados que tapizan y moldean en su totalidad la zona de estudio de manera continua siguiendo la topografía. En algunos afloramientos y en cortes de carretera se observan espesores de hasta 10 m de cenizas y lapilli pumítico con suelos fósiles intercalados (Borrero, 1990). Cuando la ceniza y el lapilli pumítico se depositan en un medio acuoso, aparecen interestratificaciones con capas de arcilla (González, 1993). Los depósitos piroclásticos están relacionados con una actividad explosiva moderada verificada durante el ciclo normal de la actividad del volcán Nevado del Ruiz y corresponden a arena, escoria y lapilli. Estas cenizas se constituyen en el depósito volcánico más abundante en la zona, generalmente de tamaño de grano de limo a arena de color ocre, humedad alta y gran espesor, estos materiales son los más afectados por la acción de los procesos antrópicos (García y Tamayo, 2003).

### **3.3.3 Geología estructural local**

A nivel del departamento de Caldas, la cordillera está enmarcada dentro de dos sistemas de fallas aproximadamente paralelas entre sí, el primer sistema está representado por las Fallas de Romeral, dentro del cual se ubica el área de estudio, y al este por las fallas de Palestina y Mulato con direcciones variables entre noreste – suroeste que coinciden con las direcciones generales de los sistemas tectónicos de la cadena andina (Page, 1986). El segundo sistema tiene dirección aproximada noroeste – sureste y está constituido por la falla de Salamina – Marulanda y el alineamiento del Río Arma (González, 1993).

## **3.4 Muestreo del material**

Con el objeto de extraer material para el estudio se realizó la visita de campo a la zona de construcción del aeropuerto del Café, en un sector donde se tenía facilidad de acceso al material superficial derivado de ceniza volcánica. Este muestreo se llevó a cabo a una profundidad entre 0.60m y 0.90m, obteniéndose material inalterado en bloques para ensayos de comportamiento mecánico y material a granel para realizar pruebas de



caracterización y comportamiento mecánico con el material compactado (ver fotografía 3.1). Visualmente, el material es descrito como Limo arenoso color café con trazas de óxido. Según García y Tamayo (2003), La zona de estudio se encuentra cubierta en un 85 % por cenizas volcánicas, las cuales presentan espesores entre los 5 m y 10 m aproximadamente, suprayaciendo los esquistos de Lisboa – Palestina. En la mayor parte de la zona de estudio el contacto no es apreciado dado el alto grado de meteorización de los esquistos. Son cenizas de tamaño de grano medio a grueso, varían en su color desde amarillo a pardo oscuro, dada la ausencia de paleosuelo sugieren un lapso de tiempo muy corto entre los eventos volcánicos. En la fotografía 3.1a, se observa el aspecto de la trinchera usada para el muestreo, cuya profundidad oscila entre 0.6m y 0.9m. La fotografía 3.1b presenta la muestra en bloque labrada in situ para lograr un espécimen inalterado de suelo. La fotografía 3.1c, muestra el proceso de empaque lateral de la muestra antes de cortar la parte inferior del bloque, esto con el fin de lograr que no se desprendiera material en las caras laterales. La fotografía 3.1d indica el proceso de rotulado y embalaje para conservar los planos horizontales y verticales, mostrando la parte superior de la muestra.



Fotografía 3.1. Actividad de muestreo del material derivado de ceniza volcánica. a) aspecto de la trinchera de profundidad entre 0.6m y 0.9m, b) tallado de bloque in situ, c) Empaque lateral del bloque, d) Embalaje y rotulado final. Aeropuerto del Café. 2010.

Para garantizar que el material conservara sus características se embolsó, transportó y almacenó, siguiendo las recomendaciones de los estándares ASTM D420-98 (2012) y D 4700-91 (2006).

### **3.5 Caracterización básica del suelo**

Para determinar las características físicas del material en estudio, se siguieron los procedimientos establecidos por las normas ASTM, con algunas modificaciones para tener en cuenta las características particulares de los suelos residuales. En este tipo de suelos la preparación de la muestra influye fuertemente en los resultados de los ensayos (Wesley, 1973). Por ejemplo, el secado, el grado de remoldeo y la intensidad del amasado afectan las medidas de plasticidad (Ikegami y Tachiiri, 1966). Con el fin de detallar algunos de los procedimientos usados en esta investigación, se reportan los aspectos esenciales de los procesos llevados a cabo.

#### **3.5.1 Descripción visual**

El suelo derivado de ceniza volcánica es un limo areno arcilloso carmelito pálido medio con vetas grises y presencia de oxidación en tonos rojizos. El material en el momento del muestreo tenía un contenido de agua próximo a 58%. A continuación se describen los principales ensayos realizados para la caracterización básica del suelo, tales como granulometría, límites de consistencia, gravedad específica, relaciones gravimétricas y las relaciones volumétricas.

#### **3.5.2 Contenido de agua**

La estructura y el comportamiento físico de los suelos residuales tropicales pueden cambiar por secado, aún si éste se hace a temperaturas moderadas. Algunos de estos cambios son químicos e irreversibles y causan cambios en las propiedades índice derivadas de los ensayos de granulometría, plasticidad y contracción, o en la densidad de las partículas. También pueden ser afectadas algunas propiedades geotécnicas como las características de compactación, la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante (Hoyos, 1997). Los cambios en las propiedades pueden ser causados por:

- Alteración de los minerales de arcilla por deshidratación parcial (p.e. pérdida de agua entre las partículas).
- Agregación de partículas finas para formar partículas mayores que permanecen unidas aún al rehumedecerse.

De acuerdo con Fookes (1997), algunos suelos tropicales arcillosos pueden tomar el aspecto de arena o limo, con una plasticidad menor ó puede ocurrir lo opuesto. El secado en el horno entre 105 y 110°C frecuentemente tiene un efecto sustancial en las



propiedades del suelo pero el secado a temperaturas menores (p.e. 50°C), y aún el secado parcial al aire con la temperatura ambiente del laboratorio, puede producir cambios significativos. Debido a la ocurrencia de cambios en las diferentes características del suelo por el secado del suelo, se optó por tener en cuenta algunas modificaciones sugeridas en la literatura para la ejecución de los ensayos con los procedimientos y estándares dados en las normas ASTM.

La definición convencional de contenido de agua del suelo se basa en la pérdida de masa cuando el suelo se seca hasta alcanzar una masa constante a una temperatura de 105°C (+/- 5°C). En algunos suelos tropicales, existe cierta cantidad de agua de cristalización dentro de la estructura de los minerales, adicionalmente al agua "libre", que puede ser removida a esa temperatura (Fookes, 1997). Para identificar este tipo de suelo, deben ejecutar ensayos comparativos sobre especímenes duplicados registrando el contenido de agua por secado hasta una masa constante entre 105 y 110°C y a temperatura que no supere los 50°C. Una diferencia significativa indica la presencia de agua "estructural" que no hace parte del agua libre en el sentido geotécnico corriente. Todas las determinaciones de contenido de humedad en los suelos en los que esta diferencia se confirme mediante un conjunto de ensayos, incluyendo las relacionadas con otros ensayos, deben hacerse a una temperatura menor. Alternativamente, puede ser posible aplicar correcciones a las mediciones convencionales dejando lugar para la cantidad de agua "estructural" presente, que se determina como se indicó anteriormente (Fookes, 1997).

El contenido de agua del suelo en estudio se determinó siguiendo éstas recomendaciones, encontrándose diferencias variables entre el 4 y el 8% de contenido de agua, entre las muestras secadas al horno a 105°C (+/- 5°C) y las muestras secadas al horno a una temperatura de 50°C. Estos resultados se podrían tomar como indicador de cambios drásticos en los resultados de las propiedades índice, y aunque no es un procedimiento debidamente estandarizado y se escapa del alcance de esta investigación, se siguieron las recomendaciones particulares sugeridas para cada ensayo evitando el secado previo.

### **3.5.3 Desagregación del suelo**

De acuerdo con Fookes (1997), quien reporta que la desagregación de los suelos residuales tropicales debe hacerse con cuidado, tomando en consideración el significado de "partículas individuales". El objetivo de desagregar, es separar las partículas individuales sin triturarlas o partirlas. En los suelos cuyas partículas están unidas por agentes cementantes, la desagregación debe limitarse a la que se consiga con la presión de los dedos. En algunos suelos puede ser preferible empaparlos en agua durante la noche, con un dispersante si se considera apropiado, no es conveniente aplicar fuerza mecánica adicional.

### 3.5.4 Distribución granulométrica

Para conocer el tamaño y distribución de los sólidos del suelo se realizó el análisis granulométrico mediante dos métodos:

#### 3.5.4.1 Análisis mecánico

Mediante lavado de las muestras húmedas sobre el tamiz de 75  $\mu\text{m}$  (No.200) y el tamizado en seco de la fracción retenida, siguiendo el estándar ASTM D1140-00 (2006) - Método B. El tamizado se realizó luego de secar la muestra en el horno a una temperatura entre 105°C (+/- 5°C), ya que de lo contrario era imposible desagregar completamente las partículas del suelo.

#### 3.5.4.2 Hidrometría

Como complemento al análisis mecánico realizado con los tamices, se realizó la granulometría por el método de la pipeta o por sedimentación de la fracción fina en agua siguiendo el estándar ASTM D422-63 (2007). Esta técnica se aplicó usando como dispersante el hexametáfosfato de sodio, para ejecutar la correspondiente desagregación de las partículas sólidas del suelo. En esta investigación se usó la dosificación de hexametáfosfato de sodio descrita en la norma.

Con los resultados de las pruebas de análisis mecánico e hidrometría se construyó la curva de distribución granulométrica, que se muestra en la figura 3.3.

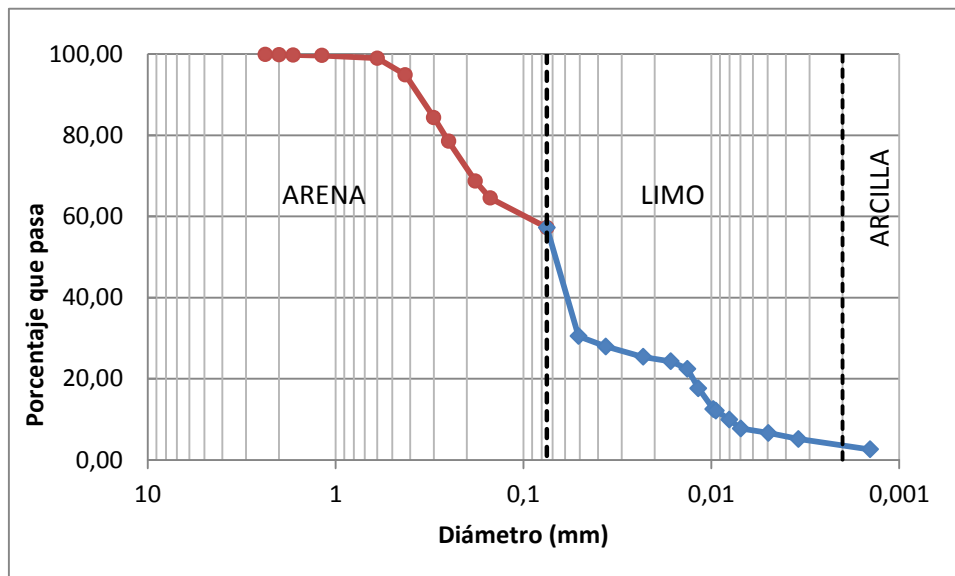


Figura 3.3. Curva Granulométrica del suelo estudiado.

En la granulometría mostrada predominan las partículas tamaño limo con un contenido de 53.91%, las partículas de arena con 42.75% y el restante 3.34% de material tamaño arcilla. La proporción detallada del tamaño de partículas del suelo se muestra en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Proporción de tamaños de partículas de suelo

Tipo de Particula	%
Arena grano grueso	1,03
Arena grano medio	20,47
Arena grano fino	21,25
Limo	53,91
Arcilla	3,34

### 3.5.5 Gravedad específica (Gs)

Se realizaron pruebas de gravedad específica, siguiendo las recomendaciones generales del método de prueba estándar ASTM D 854-14 (2014). Para la ejecución de este ensayo no se secó la muestra previamente. Se siguió el procedimiento efectuado por García (2003); inundando el material durante 24 horas para disolver los terrones de suelo. Luego, se adicionó más agua para formar lodo fluido y se introdujo en el picnómetro. Posteriormente se siguió el estándar ASTM de manera general. La gravedad específica (Gs) del material en estudio se determinó en un valor de 2.63. Este valor corresponde con los valores de gravedad específica encontrados por Sánchez (2008) en suelos derivados de cenizas volcánicas de la misma área en Palestina (Caldas)

### 3.5.6 Límites de consistencia

Debido a que se ha reportado que los suelos residuales tropicales son afectados en alguna manera por el secado, los ensayos de límites de consistencia se realizaron partiendo de la humedad natural. De acuerdo con Vaughan (1988), esto se debe hacer, a menos que se establezca por pruebas comparativas que el secado no tiene efectos significativos sobre los resultados de los ensayos. Para determinar la clasificación ingenieril del suelo se llevaron a cabo ensayos de límite plástico y límite líquido (ASTM D4318-10e1) y límite de contracción (ASTM D 4943-08). Estos ensayos se realizaron utilizando muestras húmedas (sin secado previo). El suelo de este estudio incluía partículas de tamaño mayor a 425  $\mu\text{m}$ , que no podían ser retiradas a mano, por lo cual éstas debieron reducirse a tamaños menores por saturación en agua destilada (no por secado y molienda), de acuerdo al método sugerido por Fookes (1997).

El suelo se sumerge en agua destilada para formar un lodo que se lava sobre una malla de 425  $\mu\text{m}$  hasta que el agua salga limpia. El material que pasó la malla se recogió y se dejó secar al aire hasta que forma una pasta de consistencia adecuada para mezclarla

antes de continuar con el ensayo siguiendo el estándar en la forma normal. Las partículas gruesas retenidas en la malla se secaron y pesaron. Con la masa húmeda y el contenido de agua, de la muestra de suelo original, se calculó el porcentaje que pasa la malla de 425  $\mu\text{m}$ .

Los resultados de los ensayos de contenido de agua y plasticidad se muestran en la tabla 3.2. Se aclara que por tratarse de una muestra superficial, el contenido de agua corresponde a un valor estacional, que puede variar de una temporada lluviosa a una temporada húmeda. Las muestras fueron tomadas en una época seca por lo cual su contenido de agua puede aumentar.

Tabla 3.2. Resultados Limite Líquido, limite Plástico e índice de Plasticidad

Contenido de agua natural (%)	58,0
Límite líquido (%)	58,7
Limite plástico (%)	37,0
Índice de Plasticidad (%)	21,7

### 3.5.7 Relaciones gravimétricas y volumétricas

El peso unitario del material en su condición natural se determinó mediante los métodos de Parafinado para muestras irregulares; y medición directa de masa y volumen para muestras regulares en su forma. La tabla 3.3 es un resumen con los resultados de los valores para las relaciones gravimétricas y volumétricas del material en su condición natural.

Tabla 3.3. Relaciones gravimétricas y volumétricas material natural

Descripción Muestra	Gravedad	Humedad	Peso unitari	peso Unitario	Saturación	Relación	Porosidad
	Específica	natural	Total, $\gamma_t$	Seco, $\gamma_d$	S	de vacios	n
	Gs	(%)	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	(%)	e <sub>o</sub>	(%)
Natural MN1	2,63	57,95	15,01	9,50	83,68	1,71	0,63

## 3.6 Clasificación del material

Los esquemas de clasificación geotécnicos tradicionales han sido desarrollados generalmente para estimar el comportamiento de los suelos de climas templados. Estos suelos frecuentemente son depósitos sedimentarios, o transportados, poco alterados y, en la mayoría de los casos, su comportamiento geotécnico puede ser estimado a partir de esquemas basados en sus características granulométricas y de plasticidad medidas en los ensayos convencionales de laboratorio. En el caso de los suelos residuales, sin embargo, el comportamiento geotécnico no puede ser estimado tan fácilmente, debido a los siguientes factores:

- (a) Los productos de meteorización resultantes bajo ciertas condiciones tropicales pueden contener minerales con propiedades poco frecuentes.
- (b) La meteorización de un material *in situ* implica la presencia de una estructura heredada que puede persistir como una forma de discontinuidad aún en los productos más meteorizados. Tal discontinuidad puede dar lugar a un comportamiento metaestable. La importancia de reconocer la interacción de estos factores en la clasificación geotécnica radica en que los grupos de minerales secundarios que forman la base de la clasificación pedogenética son todos característicos de comportamientos geotécnicos particulares (Fookes, 1997).

Durante la caracterización del material en estudio se siguieron las recomendaciones necesarias para las pruebas sobre suelos residuales tropicales, pero la clasificación del suelo se realizó en términos de sus características básicas y la observación de la sección delgada, haciendo claridad que existen otros tipos de clasificación basadas en parámetros complementarios (p.e. rasgos pedogenéticos, relación de vacíos, etc). Queda claro entonces que el criterio de clasificación usado en este estudio es netamente geotécnico, haciendo uso del Sistema unificado de clasificación de suelos (USCS). Este sistema usa la granulometría y los valores de límites de consistencia para enmarcar el suelo en una categoría específica, la cual fue verificada mediante la observación de la sección delgada. Haciendo uso de la técnica de observación de la sección delgada, mediante el conteo de tamaño de grano y el análisis estadístico de datos, se lograron confirmar las características de gradación y estructura del material natural (ver sección 3.7.2). En la figura 3.4, se muestra la ubicación del material de este estudio en la carta de plasticidad de Casagrande.

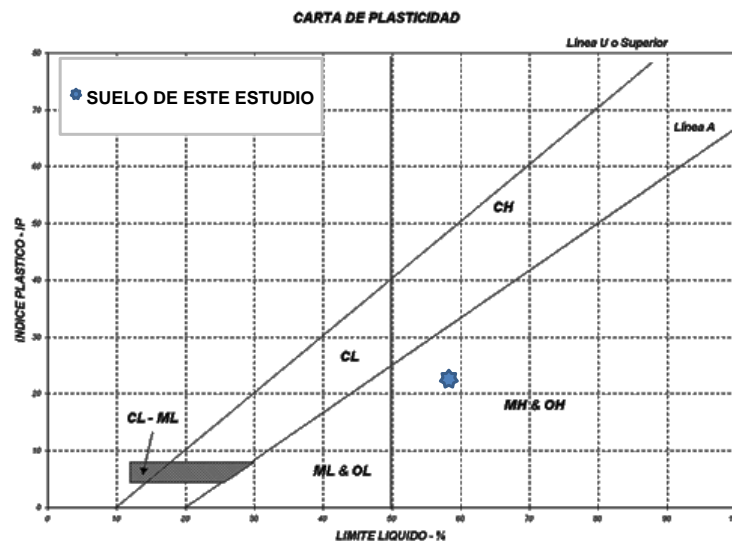


Figura 3.4. Ubicación del material en la carta de plasticidad de Casagrande

De acuerdo con el sistema Unificado de Clasificación de suelos (USCS) normalizado bajo el estándar ASTM D2487-11, el suelo en estudio se clasifica como un material Limoso de alta plasticidad con contenido de arena y su símbolo de grupo es (MH). En la figura

3.5 se muestra la clasificación del suelo en estudio y otros suelos derivados de ceniza volcánica que se han encontrado en la zona del municipio de Palestina (Caldas).

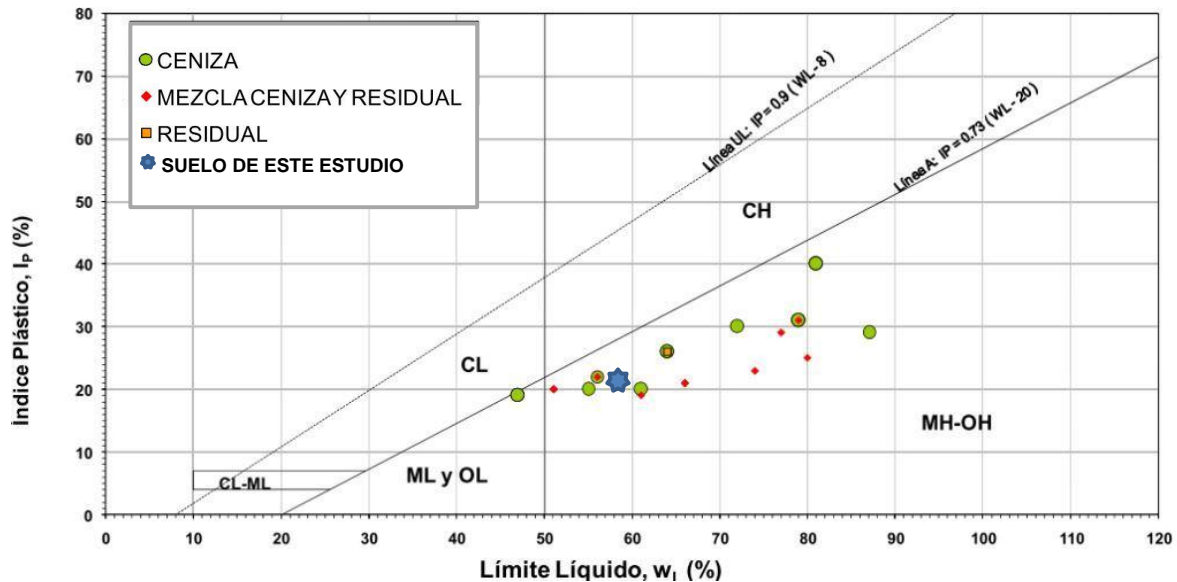


Figura 3.5. Suelos del área de Palestina (Caldas). Adaptada de Sánchez (2008)

## 3.7 Caracterización química y mineralógica del suelo en estudio

### 3.7.1 Composición química por fluorescencia de rayos x

La técnica de fluorescencia de rayos X (XRF) se usa para determinar la concentración de elementos químicos en una muestra en estudio. (Gordon et al., 1990) y (Janssens et al., 1996). El análisis de la composición de muestras solidas mediante la medición de un espectro de XRF se lleva a cabo en diversas áreas de investigación (geología, pedología y control ambiental), siendo un método analítico de alta precisión, con la ventaja de poder preparar la muestra de manera sencilla (Sánchez y Valentinuzzi, 2006). Es importante conocer que a través de los procesos de formación del suelo, la composición química elemental de los materiales de origen cambia en el tiempo. Se produce una acumulación de materia orgánica con enriquecimiento de C y N, disolución de sales con pérdida por lixiviación de sus elementos constituyentes y alteración, transformación y síntesis de minerales; asimismo se puede generar un aumento del agua de hidratación. Estos procesos, sumados a la variabilidad química de las diferentes materiales de origen, dan como resultado grandes diferencias en la composición elemental de los suelos. El conocimiento de la composición química del suelo nos puede dar indicios de la

naturaleza del material parental, su grado de meteorización y del proceso de formación del suelo (Duran, 2004).

Para llevar a cabo esta prueba se utilizó un espectrómetro de Fluorescencia de rayos X, Magix Pro PW-2440 Philips equipado con un tubo de Rodio, con una potencia máxima de 4KW, perteneciente al Laboratorio de Fluorescencia de rayos X de la Universidad Nacional de Colombia. Este equipo tiene una sensibilidad de 200ppm (0,02%) en la detección de elementos pesados metálicos. A través de la técnica se realizó el análisis semi-cuantitativo del suelo de este estudio con muestra sólida del espécimen en polvo, el cual inicialmente se secó al horno a 105 C por un período de 12 horas. Esta muestra fue mezclada con cera espectrométrica de la casa Merck en relación MUESTRA: CERA de 10:1 (7 gr. De muestra y 0,7 gr. De cera), posteriormente homogenizada por agitación y llevada a una prensa hidráulica a 120 kN por un minuto generando pastillas prensadas de 37 mm de diámetro, que son medidas en la aplicación SEMIQ-2007. El análisis semi-cuantitativo se realizó con el software IQ, haciendo 11 barridos con el fin de detectar los elementos presentes en la muestra, excluyendo H, C, Li, Be, B, N, O y los elementos transuránicos. Los resultados obtenidos en forma de compuestos y de elementos, normalizados se muestran en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Resumen de Composición química del Suelo en estudio.

Referencia Ensayo XRF - 2999	
Elemento y/o Compuesto	PALESTINA 0,6m (% en Peso)
SiO <sub>2</sub>	55,707
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	26,091
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	8,318
CaO	3,752
Na <sub>2</sub> O	1,722
MgO	1,396
K <sub>2</sub> O	1,055
TiO <sub>2</sub>	0,932
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,452
S	0,127
MnO	0,125
Nb	0,086
Ba	0,071
Sr	0,060
Cl	0,033
V	0,032
Zr	0,016
Cr	0,015
Zn	0,010
Cu	*
Rb	*
Y	*
Ga	*

\* LLD Por debajo del límite de Detección

En los resultados se puede notar que este suelo se caracteriza por la abundancia en el contenido de óxidos, lo cual es una propiedad de los suelos derivados de materiales piroclásticos (Jaramillo et al., 1995). En suelos poco evolucionados derivados de ceniza volcánica podría encontrarse la presencia de componentes amorfos ricos en sílice los cuales se denominan Alofán Silícico, que tienen una razón ( $\text{SiO}_2 / \text{Al}_2\text{O}_3$ ) superior a 2 (Bensoain, 1985). Los óxidos de hierro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) son abundantes en los suelos derivados de cenizas volcánicas, particularmente en los suelos tropicales (Colmet et al., 1974).

### 3.7.2 Composición mineralógica por difracción de rayos X (XRD)

La difracción de rayos X (DRX) es una de las técnicas más poderosas para el análisis cualitativo y cuantitativo de fases sólidas cristalinas, tanto orgánicas como inorgánicas, en muestras de polvo, capas finas o cristales de una amplia gama de materiales (minerales, rocas, sedimentos, suelos, partículas atmosféricas, etc.) El procedimiento más usado para tratar muestras de suelo con alto contenido de finos es el de Agregados Orientados (Wilson, 1987) debido a que evita la ocurrencia del traslape de picos que puedan ocultar determinados materiales en los difracto gramas. La preparación de la muestra se realiza con un primer paso que es homogenizar la muestra tamizándola vía húmeda por la malla No. 230 (57 micras) y posteriormente secando el material seca en el horno a 60 °C. Luego, la muestra se disgrega o muele cuidadosamente por medio de morteros manuales o mecánicos, evitando falsear el tamaño de grano del material. Con la muestra disgregada, se extrae una fracción de aproximadamente 3 gramos para realizar el análisis mediante difracción de Rayos-X con la técnica llamada "Polvo Total Seco".

Para el análisis por difracción de rayos X, la muestra fue desferrizada y homoionizada, una parte con Mg y otra con K. La eliminación de óxidos de hierro, dispuestos en forma de cubiertas amorfas o criptocristalinas en las partículas del suelo, es indispensable para optimizar el análisis por difracción, puesto que estos componentes aumentan la absorción de rayos X, dificultando la interpretación de los diagramas e impidiendo la obtención de agregados orientados por la depositación paralela en los porta muestras de vidrio. Al usar anticátodo de Cu, la longitud de onda de este cae justamente bajo el canto de absorción K del Fe, excitando una fuerte radiación fluorescente del Fe o sus compuestos, lo que dificulta la detección de reflexiones características. Este ensayo fue realizado en un equipo Panalytical X'Pert PRO MPD, el Laboratorio de difracción de rayos X, adscrito al departamento de Física en la Universidad Nacional de Colombia - Sede Bogotá. La figura 3.6 muestra el difractograma que se encuentran como resultado de los datos del ensayo sobre el material en estudio. Los resultados muestran un pico muy pronunciado en el valor de  $2\theta$  igual a  $28^\circ$ , este pico indica la presencia de cuarzo (Q) en la muestra, lo que es coherente con el contenido de 42,75% de arena en el suelo de este estudio. El difractograma muestra una banda ancha en el rango ( $2\theta$ ) menor de 20, que estaría indicando la presencia de aluminosilicatos hidratados amorfos (alófanos)



con una estructura no cristalina, de acuerdo con los trabajos y revisiones de Mitchell et al., (1964); Besoain, (1974); Wada,(1977). El pico que se encuentra en  $2\theta$  igual a  $52^\circ$ , sería indicador de la presencia de hierro como Hematites, lo que es evidente en la estructura del suelo natural, con la presencia de los óxidos de hierro actuando como material cementante.

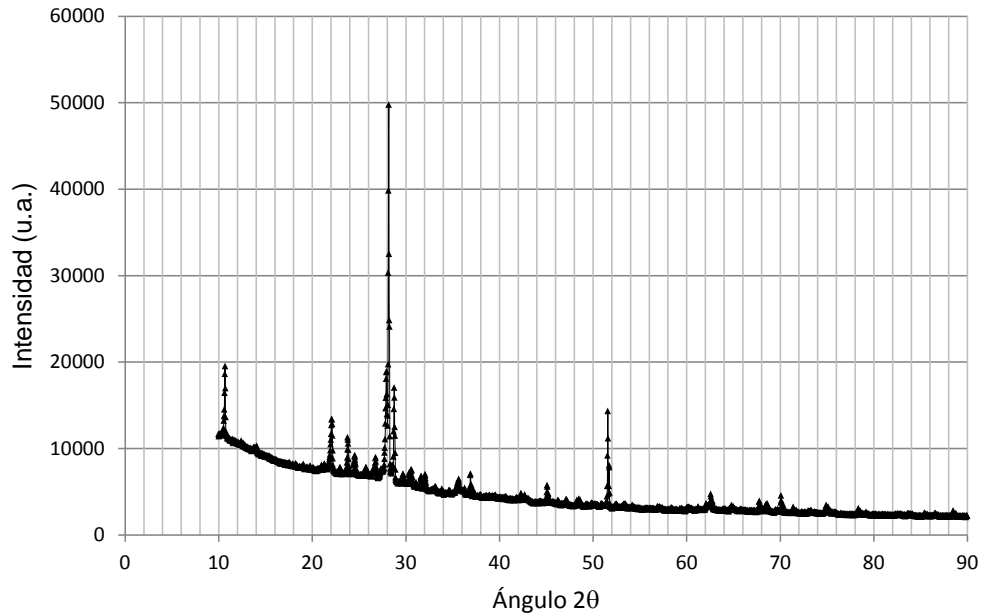


Figura 3.6. Difractograma del suelo de este estudio

### 3.7.3 Análisis petrográfico de sección delgada

Esta técnica se basa en la observación y el reconocimiento de las distintas propiedades ópticas que tienen los diferentes minerales y otros componentes de las rocas y sedimentos cuando la luz polarizada los atraviesa (Carretero y Pozo, 2007). A uno de los bloques que se recuperó durante el muestreo se le realizó una sección delgada, lo cual fue posible gracias al tratamiento del suelo con resina epóxica, que logra cementar las partículas del suelo. Para diferenciar el cementante artificial de los componentes originales del suelo, se usa un pigmento como medio de contraste. Esta muestra fue preparada y expuesta a análisis bajo luz polarizada transmitida en un microscopio petrográfico LEITZ para determinar la composición general del suelo y el tamaño de granos o partículas en su contenido. Esta muestra hace parte de depósitos recientes y su sección delgada se encontró desorientada en cuanto a su relación estratigráfica (base – techo), sin embargo no fue destruida la estructura original de la muestra en condición natural. Mediante 226 conteos de tamaño de grano y el análisis estadístico de datos para determinar características como el tamaño de grano predominante en la muestra y el tipo de selección, se pudo inferir la madurez del material respecto a procesos anteriores que

podieron intervenir en la formación del suelo. Para esta muestra se usaron criterios de petrografía para rocas ígneas extrusivas de caída y de rocas sedimentarias.

El fundamento teórico de la técnica de microscopía óptica radica en el uso de luz polarizada con la cual todas las ondas vibran en paralelo a un mismo plano formado por su trayectoria y la dirección de vibración. Este tipo de luz es indistinguible a simple vista de la luz normal, en la que las ondas vibran en múltiples direcciones del espacio. Una de las formas de obtener luz polarizada, que es la usada comúnmente en los microscopios petrográficos, es utilizar un filtro al que se denomina polarizador o nícol. Si se interpone en la trayectoria de un haz de luz polarizada un segundo filtro polarizador (denominado analizador), éste sólo será atravesado completamente por dicho haz si las direcciones de los planos de vibración de ambos polarizadores coinciden (lo que se denomina luz polarizada no analizada o, más comúnmente, posición de nícoles paralelos). Por el contrario, si se gira el analizador con respecto a esta posición de coincidencia, la cantidad de ondas capaz de atravesar ambos filtros será cada vez menor, hasta llegar a ser completamente nula cuando las direcciones de los planos de vibración de ambos filtros polarizadores sean perpendiculares (luz polarizada analizada o posición de nícoles cruzados). En ausencia de una lámina o grano mineral entre ambos nícoles, no existe ninguna onda de luz que alcance el ocular y se tiene oscuridad total. Sin embargo, si se interpone entre los dos filtros polarizadores una lámina mineral lo suficientemente fina como para dejar pasar la luz, dicha lámina provocará una serie de fenómenos de interferencia entre las ondas polarizadas que la atraviesan. Debido a estos fenómenos, algunas de las ondas que atraviesan los minerales de la lámina observada sí estarán alineadas con la dirección del analizador, por lo que lo atravesarán, alcanzarán el ocular y el observador verá luz y color. Estos fenómenos son de enorme importancia para la observación de minerales en el microscopio petrográfico, ya que permiten la observación de algunas propiedades ópticas características de cada mineral concreto y que permiten diferenciar a unos de otros (MacKenzie y Adams, 1997).

Para observar estas propiedades ópticas es necesario disponer de granos minerales lo suficientemente finos como para permitir el paso de la luz a través de ellos, por lo cual se deben cortar y pulir finas secciones (Ques y Tritlla, 1997). Estas secciones se denominan generalmente láminas delgadas ó secciones delgadas que deben tener un grosor de unos 0,03 mm y unas dimensiones de unos 5 cm x 3 cm. De manera general los resultados muestran que el material evaluado es un suelo residual que se compone principalmente de líticos de rocas volcánicas, cristales de hornblendas y plagioclasas intermedias. Por lo tanto el material es de naturaleza clástica y presenta minerales accesorios como la biotita, óxidos de hierro y otros minerales opacos. Los fragmentos líticos pueden presentar biotita, vidrio volcánico, plagioclasas, hornblenda y piroxenos debido a planos de exfoliación encontrados de 90 ° y su alto relieve. En la fotografía 3.2 se muestra una imagen de una zona de la sección delgada en donde se identifican los principales componentes del suelo.

### - Composición

Esta muestra se interpreta como un suelo residual, no consolidado y se describe la composición del armazón y de la matriz: El armazón se compone principalmente de líticos de rocas volcánicas (37,9 % sin normalizar), cristales euhedrales a subeudrales de hornblendas (26,4 % sin normalizar) y plagioclasas intermedias (25,8 % sin normalizar). Es de naturaleza clástica y se presentan otros minerales accesorios como la biotita, óxidos de hierro y otros minerales opacos (ver Tabla 3.5).

Los fragmentos líticos pueden presentar biotita, vidrio volcánico, plagioclasas, hornblenda y piroxenos debido a planos de exfoliación encontrados de 90 ° y su alto relieve. La composición original del magma que originó esta material volcánico es de composición básica, debido a la ausencia de cuarzo y enriquecimiento de minerales ferromagnesianos y pueden influir en los contenidos de elementos químicos como Mg, Fe, y Ca. Los cristales de plagioclasa presentan zonaciones debido a diferentes fases de crecimiento (ver fotografía 3.2).

La composición principal de la matriz es similar a la del armazón a excepción que el tamaño grano es más fino (limo silíceo, arena muy fina, arena fina y arcilla), de igual manera presenta fragmentos líticos, cristales euhedrales de hornblenda y plagioclasas (ver Tabla 3.6). La sección delgada se compone del armazón en un 51.27 %, matriz 37.42 % y poros 11.30 % (ver tabla 3.7).

Tabla 3.5. Composición del armazón de naturaleza clástica, predominando minerales volcánicos básicos.

COMPOSICION ARMAZÓN	CLÁSTICOS			% PARCIAL	%	
	PLAGIOCLASA	15	20	10	45	<b>25,86</b>
	VOLCANICOS	26	15	25	66	<b>37,93</b>
	BIOTITA	5	1	0	6	<b>3,45</b>
	OPACOS	4	0	0	4	<b>2,30</b>
	HORNBLENDA	20	20	6	46	<b>26,44</b>
	OXIDOS DE HIERRO	2	1	4	7	<b>4,02</b>
	TOTAL	72	57	45	174	100



Fotografía 3.2. Plagioclasa zonada tamaño arena media

Tabla 3.6. Composición de la matriz, donde predomina el limo silíceo compuesto por líticos volcánicos, hornblenda y plagioclasas.

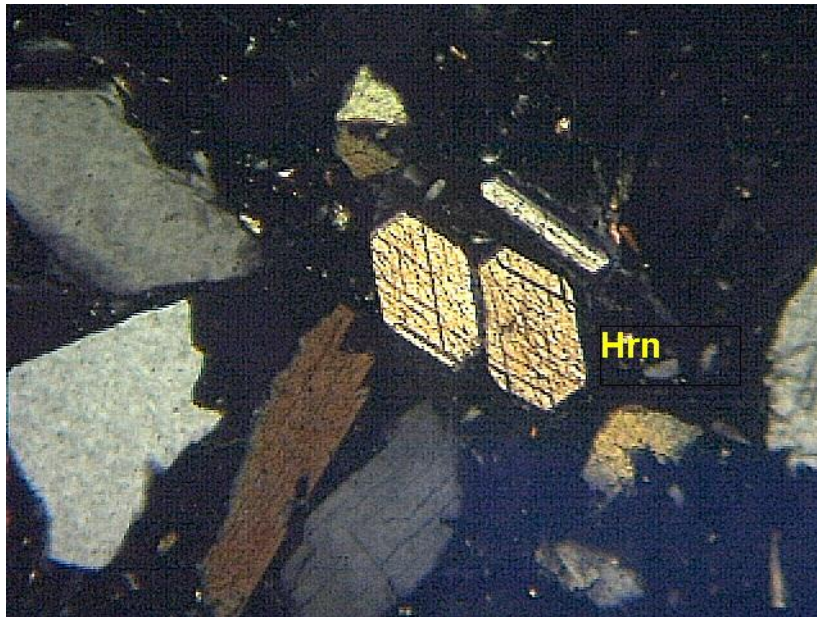
COMPOSICION MATRIZ				% PARCIAL	%
LIMO SILICEO	10	35	35	80	62.99
ARCILLA	20	5	20	45	35.43
MATERIA ORGANICA	2	0	0	2	1.57
TOTAL	32	40	55	127	100

Tabla 3.7. Composición general de la muestra AP7 – M1

COMPOSICION GENERAL		% NORMALIZADOS
% DE ARMAZON	57,81	51,27
% MATRIZ	42,19	37,42
% DE POROSIDAD	12,74	11,30
TOTAL	112,74	100

### - Estructuras internas

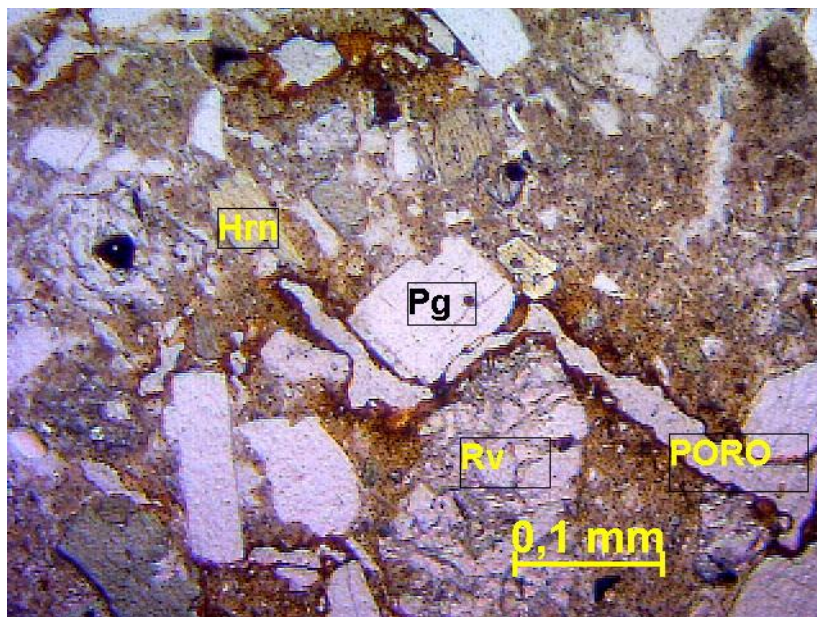
Se presenta una textura inequi-granular, principalmente por el contraste de tamaños de grano de fragmentos de líticas y cristales de hornblenda y plagioclasa con una matriz mucho más fina y en menor proporción. La matriz se presenta en un 37 % y en comparación con el 51 % del armazón esto genera que se presente una organización matriz soportada. En la fotografía 3.3 se observa cristales de hornblenda con exfoliación entre 60° y 120° soportados entre granos por contactos puntuales y otros largos dentro de una matriz isotrópica (ver tabla 3.8). El 11 % restante comprende un sistema de poros que se identifican en la sección por su anisotropía y ausencia de relieve, además presentan patinas de alteración de óxidos de hierro. La fotografía 3.4 muestra un macroporo en forma de zig-zag, en cuyo perímetro se observan óxidos de hierro debidos posiblemente al movimiento de fluidos, como por ejemplo el agua subsuperficial.



Fotografía 3.3. Estructura matriz soportada con cristales de hornblenda.

La sección fue elaborada sin orientación estratigráfica previa, debido a que la disposición original se perdió durante el tratamiento del suelo con resina epóxica que tenía por objeto la cementación de las partículas del suelo para lograr la sección delgada. Sin embargo, la sección exhibe una continuidad lineal de tres granos de hornblenda, además algunos poros con patinas de óxidos de hierro, que también se encuentran alineados y se pueden asociar a posibles planos de estratificación.





Fotografía 3.4. Estructura del suelo en sección delgada. Fragmentos líticos, matriz, poros y óxidos de hierro.

Tabla 3.8. Diferentes tipos de contacto entre los granos.

TIPOS DE CONTACTO ENTRE LOS GRANOS				% PARCIAL	%
GRANOS FLOTANTES	60	90	90	240	80,00
PUNTUAL	30	10	5	45	15,00
CONTACTO LARGO	0	0	5	5	1,67
CONCAVO CONVEXO	10	0	0	10	3,33
	100	100	100	300	100

#### - Gradación

Al finalizar los 226 conteos, se logró diferenciar el tamaño de grano predominante de la sección delgada, para este caso la sección presenta un tamaño de grano, entre 0,012 a 0,023 mm, clasificado como limo fino (ver tabla 3.9 y figura 3.7). La selección del material es pobremente ordenada debido a la relación que existe entre el tamaño de las partículas más grandes y las más pequeñas; se evidencia una desproporción del armazón con la matriz (ver tabla 3.9).

Los granos en una gran proporción tienen formas que varían de angulares a subangulares, con cristales euhedrales a subhedrales, esto se podría explicar por la proximidad de la fuente del material. La mala selección indica distancia corta en el

transporte, además se evidencia que los granos no han sufrido procesos que promuevan su maduración.

Tabla 3.9. Tamaño predominante de las partículas en la sección delgada

NUMERO DE CONTEOS	PARTICULAS ( $\mu\text{m}$ )	TAMAÑO DE GRANO	TAMAÑO DE PARTICULAS (mm)
10	2	ARCILLA	0,002
65	12	LIMO FINO	0,012
10	23	LIMO MEDIO	0,023
29	47	LIMO GRUESO	0,047
40	94	ARENA MUY FINA	0,094
39	188	ARENA FINA	0,188
27	375	ARENA MEDIA	0,375
6	750	ARENA GRUESA	0,750

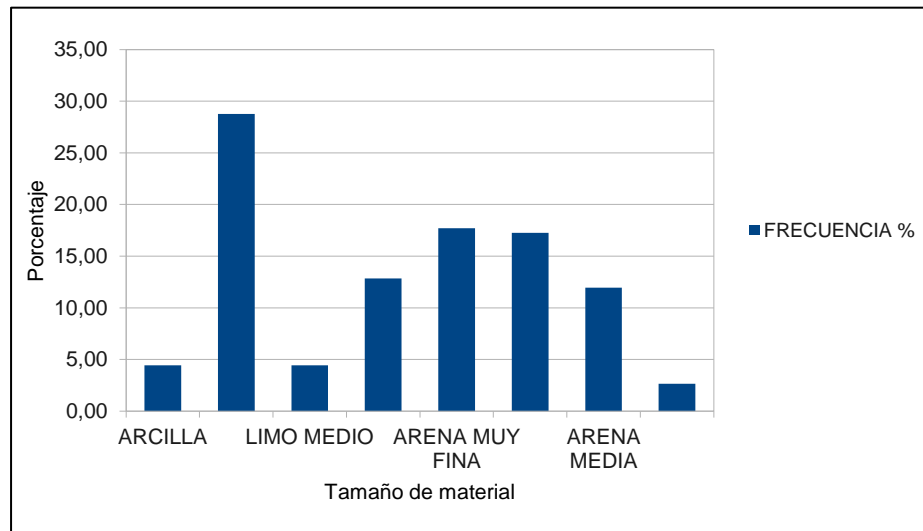
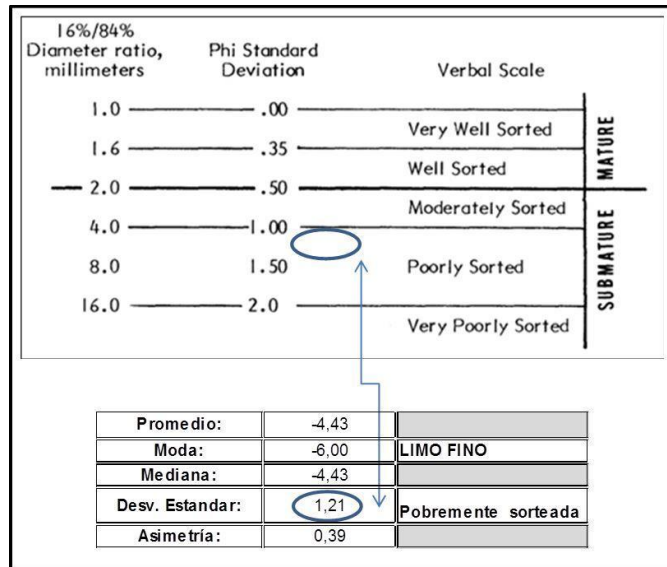


Figura 3.7. Distribución de tamaños de grano. Suelo en estudio.

### - Otras observaciones

El tipo de material se asocia por las características anteriormente descritas con un depósito de caída Piroclástica con piroclastos tipo ceniza, provenientes de un volcanismo de composición básica, desconociendo otros factores geológicos, se podría inferir por su inmadurez que la fuente del material volcánico extrusivo se encuentra cerca. Por el contenido predominante de líticos es una toba lítica, y no se puede definir si es una composición local o regional. La tabla 3.10 muestra la escala de ordenamiento y selección de sedimentos, según Folk y Ward (1957); en la parte derecha la desviación estándar Phi, se determina el grado de madurez del material.

Tabla 3.10. Escala de ordenamiento y selección de sedimentos. Adaptada de Folk y Ward (1957).



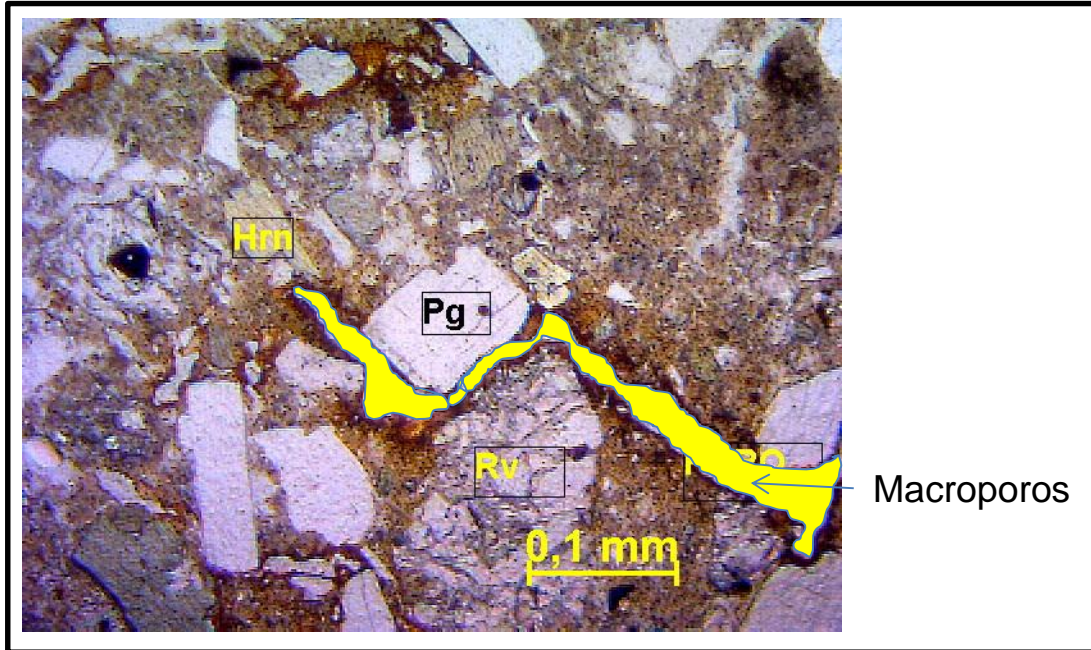
- **Tamaño de poros**

En el análisis cualitativo con microscopio óptico de la sección delgada, se pueden observar los poros que se encuentran en el rango de tamaños correspondientes a los macroporos, de acuerdo con la tabla 3.11. En la fotografía 3.5, se evidencian los macroporos interconectados para el material en estudio, estos se encuentran en tamaños entre 6250 nm y 37500 nm, de acuerdo con la escala mostrada en la fotografía. Como se había expuesto anteriormente, junto a las paredes de los poros se observan óxidos de hierro que pueden ser indicativos del flujo de fluidos a través de la estructura del suelo.

Tabla 3.11. Tipos de poro según su tamaño, Romero (1999)

Tamaño de poro	Diámetro (nm)	Diámetro (Angstrom)
Macroporos	1000 nm – 100000 nm	10000 Å – 100000 Å
Mesoporos	100 nm - 1000 nm	1000 Å – 10000 Å
Microporos	20 nm - 100 nm	200 Å - 1000 Å
Ultramicroporos	< 20 nm	< 200 Å





Fotografía 3.5. Interconexión entre poros de diferente tamaño de escala macroscópica.

## 3.8 Fábrica

### 3.8.1 Distribución de tamaño de poros

La función de distribución de tamaño de poros fue encontrada con el procedimiento de integración numérica a partir de la curva característica de agua suelo. El cálculo se basa en la metodología descrita por Lu y Likos (2004). Las distribuciones de tamaños de poros, para el material natural y el material compactado, se muestran en la figura 3.8.

La distribución encontrada para las muestras de suelo natural y compactado, presentan una tendencia principal a la presencia de mesoporos ( $1000\text{\AA} - 10000\text{\AA}$ ), aunque la muestra natural presenta pico en el rango de los microporos en un tamaño promedio de  $300\text{\AA}$  y un pico no tan pronunciado en el rango de los macroporos a  $44000\text{\AA}$ , esto concuerda con la descripción presentada en Moldrup et al. (2003) en García (2003), donde los suelos derivados de ceniza volcánica en estado natural (del grupo de los Andisoles) se referencian con una alta porosidad total y distribución de tamaños de poros muy amplia. En el material compactado la disminución de la porosidad es evidente en todos los rangos de tamaño de poro en una proporción casi constante, aunque se sigue conservando la tendencia principal al mayor contenido de mesoporos.

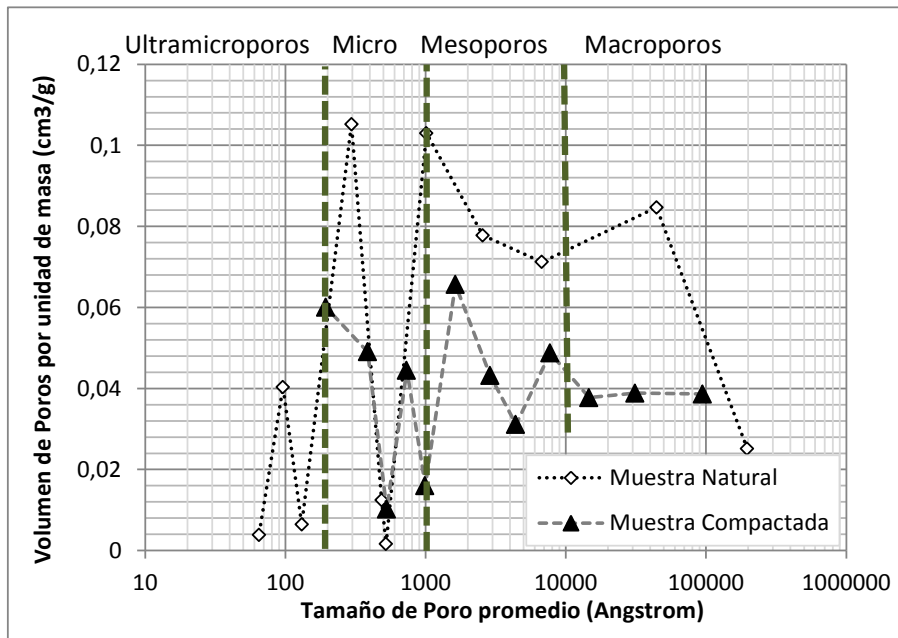


Figura 3.8. Función de distribución de tamaño de poros. Muestras Natural y compactada

Dentro de este análisis se aclara que la distribución de tamaño de poro, puede estar afectada por el proceso de secado del material durante la obtención de la curva de retención de agua. Esto debido a la alteración de los minerales de arcilla por la deshidratación propia del proceso secado y cambios en la agregación de partículas finas debidos al mismo proceso en este tipo de material.

### 3.8.2 Ensayo de sortimetría (adsorción – desorción de nitrógeno)

Mediante el ensayo de Sortimetría ó tratamiento del suelo por adsorción de nitrógeno (proceso denominado a la adsorción y desorción del elemento), se puede estudiar la microestructura del suelo analizando la isoterma producida por el material poroso. El ensayo se realizó a una muestra de suelo en su condición natural. El equipo usado fue un sortómetro Quanta Crome Corporation Autosorb 1 utilizando Nitrógeno como gas adsorbato, en el laboratorio de Ingeniería Química, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Colombia – Sede Bogotá.

La adsorción ha sido definida por la Unión Internacional de Química Pura y Aplicada (IUPAC) como el enriquecimiento o el vaciamiento de uno o más componentes en una interfase. Cuando un material poroso es expuesto en un recipiente cerrado a un gas a una presión dada, el material comienza a adsorber al gas. El proceso viene acompañado por un aumento en el peso del material y una disminución de la presión. Esta situación

se estabiliza en un valor de presión dado y el peso del material alcanza su valor máximo. A partir de la caída de presión, conociendo los volúmenes de la muestra y del recipiente utilizado se puede determinar la cantidad de gas adsorbido a través de la ley de gases ideales (Martín J. 1990). Las isothermas de adsorción son las representaciones gráficas a temperatura constante de la cantidad de gas adsorbido y la presión (o presión relativa  $P/P_0$ ). La diversidad de las isothermas encontradas en diferentes materiales porosos es muy amplia pero pueden ser agrupadas en seis clases según la clasificación de la IUPAC (Figura 3.9). De acuerdo con (Martín, 1990) la isoterma que se genera con los resultados del ensayo de adsorción de nitrógeno, sirve para caracterizar el material poroso comparando la isoterma del ensayo con isothermas características para diferentes materiales porosos. Se clasifica entonces la forma y tamaño de la isoterma por la coincidencia con los tipos de isothermas mostradas en la figura 3.9.

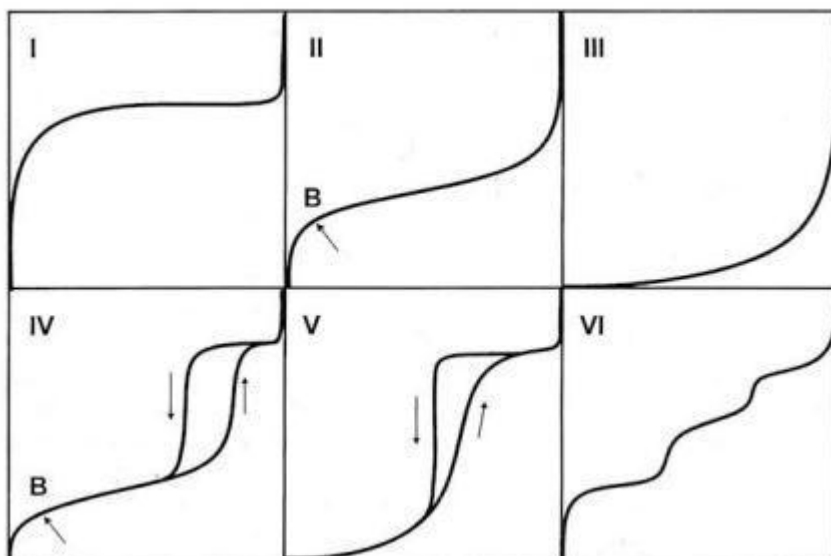


Figura 3.9. Seis tipos de Isoterma de adsorción, según clasificación del IUPAC. (Adaptado de Martin, J. 1990.)

Descripción de los seis tipos de Isothermas más frecuentes:

**Tipo I o tipo Langmuir.** Es característico de procesos en los que se produce el llenado de los microporos. Es el caso típico de los carbones activos. Su interpretación se contempla fundamentalmente desde el punto de vista de la teoría potencial de Polanyi-Dubinin. Esta teoría proporciona una curva llamada isoterma estándar. Los métodos de caracterización basados en las isothermas estándar, permiten un estudio más completo de la microporosidad del material en estudio y de su área superficial.

**Tipo II.** Es característico de procesos de adsorción en sólidos no porosos o macroporosos. Representa el caso de adsorción en mono-multicapa, cuyo estudio queda

perfectamente definido mediante el modelo B.E.T. Es característico el llamado punto B, que indica el momento en el que se completa la monocapa. Un ejemplo típico de este grupo lo constituyen los grafitos no porosos.

**Tipo III.** Es característico de procesos de adsorción en sólidos no porosos en los que la interacción adsorbente-adsorbato es débil, por lo que no se forma el codo de las isothermas tipo II ni se puede definir el punto B. El estudio de estos procesos es bastante difícil, debido a que no existe prácticamente una interacción superficial sólido-gas. Ejemplos típicos son muchos óxidos metálicos.

**Tipo IV.** Se caracteriza por la presencia de ciclos de histéresis. Su parte inicial es semejante a la de la isoterma tipo II, pero a presiones medias comienza la condensación capilar en mesoporos. A partir de la rama de desorción de estas isothermas se puede determinar la distribución de tamaños de los poros. Este tipo de isothermas se ha encontrado en materiales cementados, con minerales arcillosos en su composición. . Las sílices y alúminas son ejemplos representativos.

**Tipo V.** Son poco comunes y las de más difícil interpretación. La afinidad del adsorbente (poroso en este caso, en contraste con el tipo III) por el adsorbato es baja y la histéresis enlaza con el llenado de los poros; además, nunca se obtienen superficies específicas, ni de distribuciones de tamaños de poros que sean fiables. Es típica de la adsorción de vapor de agua por carbones a temperaturas cercanas a la ambiente.

**Tipo VI.** Es característico de la adsorción en multicapa de gases nobles sobre superficies altamente uniformes. Cada una de las primeras capas se adsorbe dentro de un cierto rango de presiones correspondiendo cada escalón al llenado de una capa, hasta un total de 2 ó 3 capas. Se trata de procesos de adsorción cooperativos que contribuyen a que cada capa actúe positivamente a la formación de la siguiente mediante interacciones laterales de las propias moléculas.

En la figura 3.10 se presenta la isoterma de adsorción para el material en condición natural, mediante la cual se deducen aspectos interesantes del suelo en estudio.

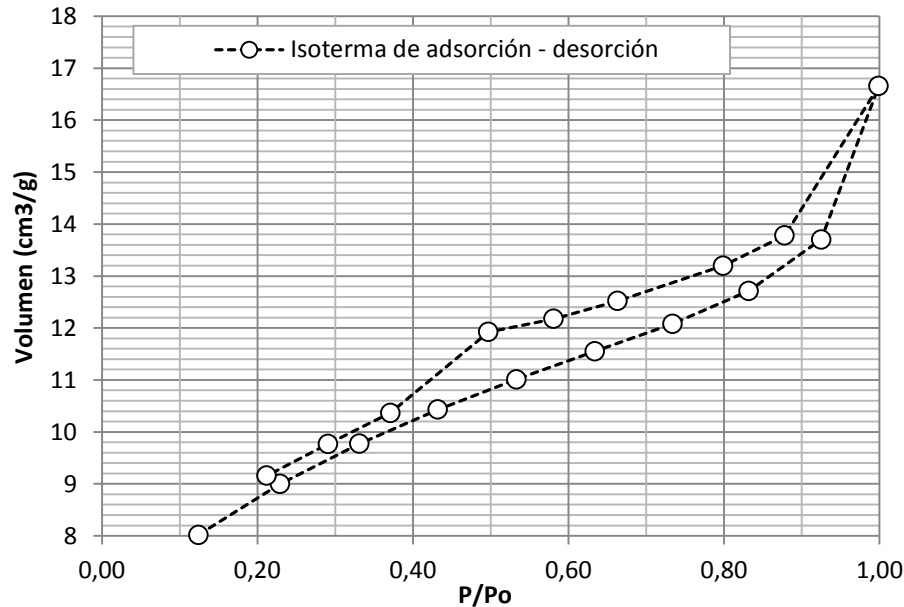


Figura 3.10. Isoterma de adsorción – desorción para el material Natural. Ensayo de Sortometría

De acuerdo con Martín (1990), si se compara la isoterma del suelo natural con las isotermas características de los diferentes materiales porosos (ver figura 3.9), se clasifica la forma y tamaño de la Isoterma por la coincidencia con la isoterma TIPO IV. El rasgo distintivo de ésta, es el lazo de histéresis que muestra como característica fundamental del material el alto contenido de microporos<sup>2</sup>. Este tipo de isotermas se ha encontrado en materiales cementados, con minerales arcillosos en su composición y con contenido específico de sílices y alúminas.

### 3.9 Características de compactación

Con el objeto de representar e investigar los diferentes estados del suelo compactado y la interdependencia entre las características de densidad seca ( $\rho_d$ ) y contenido de agua ( $\omega$ ) bajo diferentes naturalezas de energía de compactación; se llevaron a cabo pruebas de compactación dinámica y estática.

<sup>2</sup> La IUPAC (Unión internacional de Química pura y aplicada) establece tres tipos de poro según su diámetro: Microporo: diámetro  $D < 20\text{Å}$ , Mesoporos:  $20\text{Å} < D < 500\text{Å}$  y Macroporos:  $D > 500\text{Å}$ , los cuales difieren con la clasificación mostrada en la tabla 4. Los denominados mesoporos en la clasificación de la IUPAC corresponden a los denominados microporos en la literatura en ingeniería geotécnica

### 3.9.1 Compactación dinámica

Mediante la prueba Proctor estándar – método A (ASTM 698-12), se encontraron las relaciones densidad seca - humedad para el suelo en estudio. Adicionalmente se realizaron ensayos modificando la energía estándar que corresponde a 591.3 kN-m/m<sup>3</sup> (3 capas de 25 golpes c/u), por energías correspondientes a 354.8 kN-m/m<sup>3</sup> (3 capas de 15 golpes c/u) y 827.8 kN-m/m<sup>3</sup> (3 capas de 35 golpes c/u). Para estas pruebas se utilizó material que pasa el tamiza No.4 (4.75mm). La gradación del material ensayado permite que todo el material pase por este tamiz. Para encontrar las relaciones densidad seca – humedad, se partió del contenido de agua natural y se fue secando el material al aire para encontrar diferentes puntos de la relación. El equipo usado para esta prueba corresponde a un Molde rígido y martillo estándar que cumplen con la norma ASTM 698-12, las dimensiones del molde son: Diámetro interno: 102mm (3.985”) y Altura: 116mm (4.567”). A la metodología para el ensayo Proctor estándar se le hizo una variación en el número de golpes por cada capa durante el ensayo, esto con el objeto de lograr diferentes valores de energía aplicada, los cuales se definen en la tabla 3.12.

Tabla 3.12. Relación Energía - No. de golpes. Ensayos Tipo Proctor

Número de golpes por capa	Energía (kN*m/m <sup>3</sup> )
15	354.8
25	591.3
35	827.8

### 3.9.2 Compactación estática

Una variante de la naturaleza de compactación, se configura al presionar el suelo mediante un pistón dentro de un molde rígido, aplicando gradualmente una fuerza monotonica (González et al., 2004), en cuyo caso el proceso de compactación es esencialmente estático. Con el fin de estudiar las implicaciones que tiene el cambio en la cantidad y naturaleza de la energía sobre las características principales de compactación ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ); y facilitar la fabricación de muestras para llevar a cabo la medición de succión y pruebas de resistencia al corte, se ejecutaron pruebas de compactación estática. De acuerdo con lo encontrado por Venkatarama y Jagadish (1993), la energía de compactación suministrada al sistema depende esencialmente de la naturaleza del suelo

y en alguna medida del diseño del equipo con el que se compacta; por lo cual se calibró un equipo de compresión con deformación controlada, para efectuar el proceso cumpliendo los requerimientos mínimos para este ensayo (velocidad de deformación, lectura de carga y lectura de deformación). En este estudio se ejecuta un tipo de compactación a esfuerzo pico variable con deformación final variable, monitoreando durante el proceso las curvas (fuerza – desplazamiento) para compactar muestras con un valor de energía específica y lograr curvas de iso – energía cuando se representan los resultados en el plano Proctor. A manera de ilustración, en la figura 3.11, se muestran algunas curvas (fuerza – desplazamiento) obtenidas dentro del programa experimental. En esta gráfica se observa que para iguales valores de densidad seca ( $\rho_d$ ) al final de la prueba de compactación, el comportamiento de la curva (fuerza – desplazamiento) difiere de acuerdo a la humedad de compactación. Para cada valor de densidad seca ( $\rho_d$ ) se obtiene un conjunto de curvas que muestran en su comportamiento, que a mayor contenido de agua en la compactación, las partículas del suelo se podrían estar acomodando con mayor facilidad, permitiendo la tendencia hacia el desplazamiento del pistón antes que el aumento de la lectura de carga en el sistema. Al inicio del proceso de compactación de cada probeta, se verificó que las condiciones del material fueran similares en lo que respecta al grado de acomodamiento de las partículas antes de la etapa de carga. El suelo usado para estas pruebas corresponde al material que pasa el tamiz No. 8 (2.362mm).

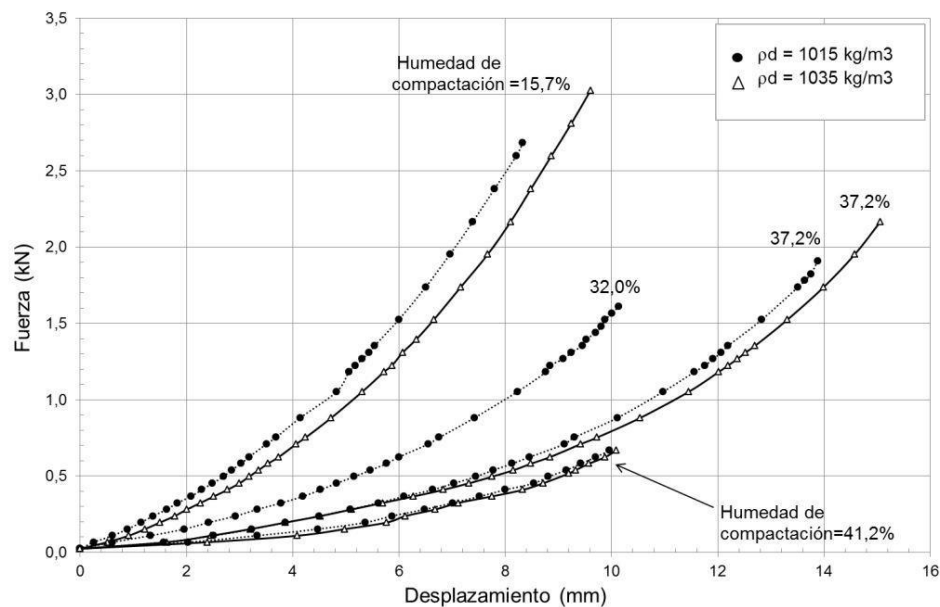


Figura 3.11. Curvas (fuerza – desplazamiento) a densidad seca constante.

El equipo usado para esta prueba es un Marco de carga Versa Tester 30M Soiltest: Es una prensa hidráulica que permite compactar las muestras a velocidad controlada,

asegurando un proceso de carga drenado. El molde para compactación estática es un molde rígido con diámetro interno: 63mm (2,48") y Altura: 120mm (4.75").

### **3.10 Medición de la succión matricial del suelo**

Las condiciones y la naturaleza del proceso de compactación (método, energía y contenido de agua) inciden en la fábrica y estructura final del suelo, dependiendo de factores intrínsecos del material como la forma, tamaño y mineralogía de las partículas, además de la química del agua de poros (Buenfil, 2007). Los anteriores elementos son esenciales en el conocimiento de las características de retención de agua en cada estado de compactación. La succión del agua asociada a cada estado de compactación es una información adicional de gran interés para entender el comportamiento del suelo. Existen métodos directos e indirectos para determinar la succión matricial, en esta investigación se empleó la técnica indirecta del papel de filtro.

#### **3.10.1 Técnica del papel filtro**

La técnica del papel filtro es un método indirecto que emplea un medio poroso adicional para lograr el equilibrio de humedad con el suelo en el que se requiere la medición de la succión. El método se ha utilizado ampliamente desde hace muchos años en el estudio de los suelos. Fue originalmente desarrollado por los científicos del suelo para uso agrícola y más tarde adoptada por los ingenieros geotecnistas para medir succiones en suelos parcialmente saturados. El principio se basa en el hecho de que el contenido de agua de un material absorbente (como el papel filtro de laboratorio) se relaciona de una manera similar a la curva característica de retención de agua del suelo. De tal forma, que si se permite que un papel filtro absorba agua del espécimen de suelo y la cantidad de agua tomada del suelo es pequeña, lo suficiente para tener un efecto insignificante en la succión del suelo; cuando se alcance el equilibrio, la succión del papel filtro será igual a la succión en el suelo. (Standing, 2011). El procedimiento de medición de succión del suelo usando papel de filtro se describe en detalle en la norma ASTM D5298-09, y ha sido usado por varios autores en suelos naturales y compactados, entre ellos Houston et al. (1994), Bulut et al. (2001) y Colmenares (2002).

El método consiste en colocar un papel de filtro seco, en contacto con la muestra de suelo o cerca de la muestra de suelo (para medir la succión matricial o succión total, respectivamente). El papel de filtro absorbe la humedad de la muestra hasta entrar en equilibrio. El contenido de agua en el papel de filtro se mide y mediante una curva de calibración se relaciona la succión del suelo con el contenido de agua en el papel. (Standing, 2011). Dentro del programa experimental de esta investigación se midió la succión matricial usando papel filtro Whatman 42, en muestras naturales y compactadas estáticamente, para diferentes estados de humedad- densidad. También se usó la técnica para construir las curvas de retención de agua para la muestra en su condición



natural y muestras compactadas estáticamente con una relación humedad – densidad, cercana a la encontrada in situ. Este trabajo experimental se realiza en atención a que el proceso constructivo aplicado para la compactación de suelos derivados de ceniza volcánica se basa en el criterio de compactar el material simulando la densidad a la que se encuentra el suelo in situ en condición de humedad natural (Herrera, 2006). El procedimiento utilizado en esta investigación, requiere el contacto del papel filtro seco (Whatman No.42) en cada extremo de la muestra (base y tapa), sobre el cual se coloca un disco de acrílico, para asegurar el contacto papel-suelo. La muestra con los dos papeles de filtro y los discos de acrílico se mantiene cerrada herméticamente por siete días en un ambiente de temperatura controlada hasta lograr el equilibrio de humedad; es decir, que la presión parcial de vapor de agua en el aire, esté en equilibrio con la presión de vapor de agua de los poros en la muestra de suelo. Una vez pasado el período de equilibrio (mínimo siete días), se determina la humedad de cada uno de los papeles de filtro, la cual se correlaciona con la succión matricial del suelo, utilizando el procedimiento descrito por Chandler et al. (1992). Estos autores presentan ecuaciones de calibración para determinar la succión matricial usando papel filtro Whatman 42. (Pineda, 2004). Las expresiones se muestran a continuación:

$$S_{matricial} = 10^{(4.84-0.0622w)} \quad \text{para } w \leq 47\% \quad (3.1)$$

$$S_{matricial} = 10^{(6.05-2.48 \log w)} \quad \text{para } w > 47\% \quad (3.2)$$

Donde  $S_{matricial}$  es la succión matricial (kPa) y  $w$  es el contenido de agua del papel de filtro (%).

Para obtener las curvas de retención de agua del suelo compactado y el suelo natural, se realizó el tratamiento matemático de los valores encontrados en laboratorio de contenido de agua y succión, utilizando el modelo de Fredlund y Xing (1994). La ecuación 3.3 representa la curva de retención de agua:

$$w = w_s \left\{ 1 - \frac{\ln(1+\psi/\psi_r)}{\ln[(1000000/\psi_r)]} \right\} \left\{ \frac{1}{\ln[e+(\psi/a)^n]} \right\}^m \quad (3.3) \quad \text{donde,}$$

$w$  : Contenido gravimétrico de agua a cualquier succión

$w_s$  : Contenido de agua volumétrico de saturación

$e$  : base de los logaritmos naturales

$\psi$  : Succión en kPa

$\psi_r$  : Succión correspondiente al contenido de agua residual

La ecuación 3.3, también se usó en términos del contenido de agua volumétrico ( $\theta$ ), haciendo el reemplazo de las variables de humedad gravimétrica ( $w$  y  $w_s$ ) por sus equivalentes en términos de humedad volumétrica ( $\theta$  y  $\theta_s$ ). Los resultados de esta parte del trabajo serán presentados y analizados en la sección 4.3 y 5.3.

## **3.11 Ensayos de comportamiento mecánico del suelo en estudio**

### **3.11.1 Ensayos de Corte Directo**

Para evaluar las características de resistencia al corte del material en estudio se utilizó el equipo convencional de Corte Directo. Los ensayos de corte directo son ampliamente utilizados en ingeniería geotécnica, con el objeto de evaluar las características de resistencia al corte de geomateriales. La popularidad del uso de este sencillo equipo se debe a que la condición o modo de falla en corte del suelo, es representada relativamente bien (Moayed y Alizadeh, 2011).

El material ensayado corresponde a diferentes condiciones del suelo: Muestras en condición natural, muestras compactadas con la metodología Proctor y muestras compactadas estáticamente. Teniendo en cuenta las variables de compactación ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ). Se llevaron a cabo los siguientes tipos de ensayos:

- Ensayos con etapa de consolidación y drenados en la etapa de falla, sin saturar.
- Ensayos con etapa de consolidación y drenados en la etapa de falla con muestra casi saturada (inundando).

La prueba en el equipo de corte directo se realizó para diferentes estados del suelo (densidad seca, contenido de agua) siguiendo el estándar ASTM 3080-11, bajo condiciones consolidadas drenadas. La prueba se realiza mediante la deformación de una muestra a velocidad controlada en un plano de falla determinado por la configuración de la caja de corte. Siguiendo la recomendación de la norma ASTM D3080-11, se verificó que el diámetro mínimo de la muestra no fuera inferior a diez veces el diámetro máximo de tamaño de partícula y la altura mínima cumpliera con un mínimo de seis veces el diámetro máximo de tamaño de partícula.

Para las pruebas en el material natural y el suelo compactado por la metodología Proctor, el espécimen fue tallado para darle las dimensiones requeridas en la prueba. Los especímenes compactados estáticamente usados para el ensayo, fueron compactados en un molde rígido que cumple con el diámetro de la caja circular de corte, esto con el fin de que no se requiriera el tallado lateral de la muestra previo al ensayo. La altura de la muestra compactada, en todos los casos fue mayor que la altura requerida para la prueba, por lo cual se requirió el procedimiento de tallado longitudinal de la muestra para

cumplir con la altura de la caja de corte. Las dimensiones aproximadas de la muestra usada corresponden a 6,33 cm. de diámetro y 1,96 cm. de altura.

Debido a que la mayor parte de las muestras no se ensayaron en estado saturado (o casi saturado), porque no fueron inundados; la etapa inicial de consolidación no fue efectuada; aunque si se realizó una etapa de compresión inicial en la cual se permitió el cambio volumétrico debido a la carga normal antes de iniciar la etapa de falla. Esta compresión inicial se llevó a cabo hasta que el deformímetro no registró cambios en el sentido vertical.

La etapa de falla, se ejecutó bajo condiciones drenadas. La velocidad de deformación del suelo en la zona de falla se determinó estimando el tiempo requerido para permitir la disipación del exceso de presión de poros. Se siguió el procedimiento descrito en la norma ASTM D3080-11, en el cual se usa la expresión del tiempo de falla ( $t_f$ ) en función del tiempo requerido para que se logre el 90% de la consolidación primaria, para el valor de incremento de esfuerzo normal usado. Bajo este procedimiento el valor, de la velocidad de deformación, usado es de 0.1 mm/min, con la cual se requirieron tiempos de falla superiores a los 200 minutos, lo que es coherente con el tiempo mínimo recomendado en la misma norma en su numeral 9.10.3., para la etapa de falla de suelos limosos de baja plasticidad (ML),

El ensayo se realizó probando muestras con diferentes características (densidad-humedad), bajo un mismo esfuerzo normal inicial, que corresponde a un valor de ( $\sigma_n = 1\text{kgf/cm}^2 = 98,07\text{kPa}$ ) para todas las muestras. El valor de este esfuerzo representa una sobrecarga de 6m de altura de terraplén, con lo cual se quiere simular el esfuerzo normal aplicado en rellenos compactados con altura media de 6m, como es el caso de la construcción de terraplenes en proyectos de infraestructura, donde se ha usado este material.

El equipo usado para la prueba se muestra en la fotografía 3.17, el cual pertenece al laboratorio de geotecnia de la Facultad de Ingeniería de Universidad Nacional de Colombia – Sede Bogotá. Sus resultados serán presentados y analizados en las secciones 5.4 y 6.4.



Fotografía 3.6. Equipo de corte directo. Fuente ELE International.

### 3.12 Análisis y discusión de resultados

Mediante la descripción visual y las características básicas que se encontraron, se puede definir el material en estudio como un suelo Limo arenoso arcilloso de alta plasticidad. Este material en su estado natural tiene un peso unitario seco bajo ( $\gamma_d = 9.50 \text{ kN/m}^3$ ), con una relación de vacíos ( $e_o$ ) de 1.71. Estos valores se encuentran dentro de los intervalos encontrados por varios autores en este tipo de materiales, por ejemplo los reportados por García (2003) y Sandoval (2001). Dentro de las características encontradas en la sección delgada del suelo, mediante el análisis cuantitativo y cualitativo con microscopio óptico, son relevantes los siguientes aspectos:

- Por la inmadurez del suelo analizado en la sección delgada se puede inferir que la fuente del material volcánico extrusivo se encuentra muy cerca. Esto concuerda con la descripción del origen del material piroclástico dada por García y Tamayo (2010), quienes relacionan estos depósitos con la actividad explosiva moderada durante el ciclo normal de la actividad del volcán Nevado del Ruiz.
- Respecto a la granulometría, el análisis cuantitativo por conteo de granos en los diferentes tamaños (ver figura 4.5 y tabla 4.9), arroja resultados idénticos a los

mostrados en la granulometría realizada por tamizado e hidrometría (Figura 4.3 y tabla 4.1). Usando ambas metodologías se define el material como un suelo Limo areno arcilloso.

- La técnica describe el material como un suelo residual no consolidado, en una condición de inmadurez, lo cual es concordante con la descripción de García y Tamayo (2010), cuando afirman que la ausencia de paleosuelo sugiere un lapso de tiempo muy corto entre los eventos volcánicos.
- En su parte granular el suelo está compuesto principalmente de líticos de rocas volcánicas, y cristales de hornblendas y plagioclasas, además de otros minerales accesorios como la biotita y óxidos de hierro. La composición de la matriz es similar a la del armazón a excepción que el tamaño grano es más fino (limo silíceo arena muy fina, arena fina y arcilla), y presenta fragmentos líticos, así como cristales de hornblenda y plagioclasa. En este contexto, significaría que el suelo derivado de ceniza volcánica estudiado es muy joven, puesto que no presenta minerales ó alteraciones propias de una secuencia de meteorización en el tiempo. Esto también se podría explicar por la superficialidad del material estudiado (profundidad de muestreo de 0.6m a 0.9m) y los cortos períodos de tiempo entre eventos volcánicos.

Durante el análisis cuantitativo de los tamaños de grano presentes en la muestra, se debe tener en cuenta que autores como Kobo et al. (1974) han reportado la ineficiencia en la dispersión de partículas el uso de hexametáfosfato de sodio como agente dispersante en la prueba de hidrometría. Siendo esta la probable causa de que en el análisis granulométrico exista una baja ocurrencia de material tamaño arcilla, posiblemente debido a que este agente dispersante tiene una fuerte afinidad con las arcillas alofánicas Nanzio et al (1992). La presencia de óxidos de hierro dentro de la muestra implica que estos actúen como cementante entre agregados (Kubota, 1976; citado en Nancio et al., 1992).

### 3.13 Referencias capítulo

ASTM D420-98. 2003. Standard Guide to Site Characterization for Engineering Design and Construction Purposes (Withdrawn 2012)

ASTM D422 - 63(2007)e1. 2007. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. In: 2010 Annual book of ASTM standards. ASTM, Philadelphia.

ASTM D698 – 12e1. 2012. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>)). In: 2012 Annual book of ASTM standards. ASTM, Philadelphia.

ASTM D854 – 14. 2014. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.

ASTM D1140 – 00. 2010. Standard Test Methods for Amount of Material in Soils Finer than No. 200 (75- $\mu$ m) Sieve. In: 2010 Annual book of ASTM standards. ASTM, Philadelphia.

ASTM D2488 - 09a. 2009. Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure).

ASTM D3080 / D3080M – 11. 2011. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.

ASTM D4318-10e1. 2010. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. In: 2012 Annual book of ASTM standards. ASTM, Philadelphia.

ASTM D4700 – 9. 2006. Standard Guide for Soil Sampling from the Vadose Zone

ASTM D4943 – 08. 2008. Standard Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Wax Method.

ASTM D5298-10. 2010 Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. In: 2010 Annual book of ASTM standards. ASTM, Philadelphia.

Bensoain, E. 1985. Principios de meteorización de rocas y minerales. Mineralogía de arcillas de suelos. Instituto interamericano de Cooperación para la Agricultura. IICA. Costa Rica.

Bensoain, E. 1974. Consideraciones generales sobre la formación de minerales secundarios en los Andosoles. Esquema de una secuencia de meteorización de las cenizas volcánicas. An. Edafología. 33, 343 – 357.

Buenfil C. 2007. Caracterización experimental del comportamiento hidromecánico de una arcilla compactada. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.

Bulut R, Lytton R. L., Wray W. K. 2001. Soil suction measurements by filter paper. In: Vipulanandan C, Addison MB, Hasen M (eds) Expansive clay soils and vegetative influence on shallow foundations, ASCE geotechnical special publication no. 115. Houston, Texas, pp 243–261.

Carretero, M. I. y Pozo, M. 2007. Mineralogía aplicada. Madrid. Thomson Editores.

Colmenares, J. E. 2002. Suction and volume changes of compacted sand-bentonite mixtures. PhD thesis, Imperial College, University of London.

Colmet, F. et al. 1974. Naturaleza de la fracción arcillosa de algunos suelos derivados de cenizas volcánicas de las Antillas, El Ecuador y Nicaragua.

Chandler, R.J., Crilly, M.S. y Montgomery-Smith. 1992. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. Proc. Instn. Civ. Engng, 92;2; 82-89.

Chadwick, O. et al. 2003. The impact of climate on the biogeochemical functioning of volcanic soils". Chemical Geology, Vol. 202, pp. 195-223.

Duran A. 2004. Composición del suelo. Texto guía. Facultad de Agronomía. Universidad de la República. Montevideo. Uruguay.

Folk, R.L., Ward, W., 1957, Brazos River bar: a study in the significance of grain size parameters: Journal of Sedimentary Petrology, 27, 3–26.

Fookes, P. G. 1997. Tropical residual soils: a Geological Society Engineering Group Working Party revised report. Geological Society of London. Working Party. 184 p., series title: Geological Society professional handbooks. ISBN. 897799381.

García, D. y Tamayo, P. 2003. Zonificación de la Susceptibilidad por Movimientos en Masa en el Municipio de Palestina (Caldas).

García, J. C. 2003. Efectos de los cambios de humedad en la resistencia de un suelo parcialmente saturado derivado de ceniza volcánica. Tesis para optar al título de Magister en geotecnia. Universidad Nacional de Colombia.

González, L. 1993. Caracterización química de suelos y paleosuelos derivados de cenizas volcánicas en el norte de la cordillera central colombiana. I. Fracción inorgánica. Revista del ICNE. 4(2): 97-120. Universidad Nacional de Colombia. Sede Medellín.

González, N. A., Herrera A. F. y Colmenares J.E. 2004. Estudio experimental del comportamiento volumétrico de suelos compactados. Memorias del X Congreso, V Seminario Colombiano de Geotecnia, Paipa Colombia. ISBN 958 -33-6321-9.

Gordon, B. M., Hanson, A. L., Jones, K. W., Pounds, J. G., Rivers, M. L., Schidlovsky, G., Spanne, P. y Sutton, S. R.. 1990. Nucl Instrum Meth Phys Res Part B, 45 527.

- 
- Houston SL, Houston WR, Wagner AM. 1994. Laboratory filter paper measurements. *Geotech Test J* 17(2):185–194.
- Janssens, K., Vincze, L., Vekemans, B., Aerts, A., Adams, F. Jones, K.W. y Knochel, A.. 1996. *Mikrochim Acta* 13 87
- Jaramillo, D. et al. 1995. Los suelos derivados de los materiales piroclásticos de la secuencia el Cedral en el altiplano de San Félix (Salamina - Caldas). ICNE. Universidad Nacional de Colombia. Sede Medellín.
- Kobo et al. 1974. Genesis and characteristics of volcanic ash soil in Japan, V. The relationship between the degree of weathering and parent material composition in clay fraction and dispersion of clay. *Jap. J. Soil Sci.*
- Martin, J. M., 1990. Adsorción física de gases y vapores por carbones. Publicación de la Universidad de Alicante. ISBN: 84-86809-33-9.
- Mitchell, B. D., Farmer, V . C. and McHardy. W. J. 1964. Amorphous inorganic materials in soils. *Adv. Agrom.* 327 – 383.
- Moayed, R.Z., Alizadeh, A. 2011. *Unsaturated Soils: Theory and Practice 2011*. pp. 119 – 138. Kasetsart University, Thailand, ISBN 978-616-7522-77-7
- Nanzio, M. et al. 1992. Physical characteristics of volcanic ash soils.
- Pineda J. A. 2004. Influencia de la succión sobre la resistencia al corte de un suelo compactado. Tesis de Maestría en ingeniería- geotecnia. Universidad Nacional de Colombia.
- Romero, E. 1999. Characterization and Thermo-hidro-mechanical behavior of unsaturated Boom Clay: An experimental study. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Sánchez, A. 2008. Evaluación del método de Hilf para el control de Compactación de mezclas con suelos volcánicos del Aeropuerto del café, en Palestina, Caldas. Trabajo final para optar al título de especialista en vías y transporte. Universidad Nacional de Colombia. Sede Manizalez.
- Sánchez, H.J. y Valentinuzzi, M.C. 2006. *X Ray Spectrom*, 35 379.
- Standing, J.R. 2011. The development of unsaturated soil mechanics at Imperial College, London. *Unsaturated Soils: Theory and Practice 2011*. pp. 119 – 138. Kasetsart University, Thailand, ISBN 978-616-7522-77-7
- Wada, K. 1977. Allophane and Imogolite. In *Minerals in soil enviroments*. Soil Sci. Society of America. Inc. Madison 603 – 638.



Yoshinaga, M. y Aomine, S. 2012. Allophane in some Ando soils. *Soils science and Plant Nutrition*. Taylor & Francis.



## 4. Resultados

### 4.1 Introducción

El control del proceso de compactación en la práctica de la Ingeniería generalmente se realiza siguiendo los métodos clásicos como el propuesto por Proctor en 1930, en el cual se determina la humedad óptima para una energía de compactación específica que produce la máxima densidad seca; y dado que en la mayoría de suelos existe una correspondencia univoca entre la densidad seca y la resistencia al corte, también se ha usado muy frecuentemente con los suelos volcánicos. Según Polimon et al. (1976) y Wesley (2009), como resultado de la compactación en campo y el control por la metodología Proctor, hay evidencia que el material después de compactado presenta muy baja resistencia al corte. La hipótesis que soporta este comportamiento es que la energía suministrada al suelo puede ser excesiva, por lo cual se rompe la estructura original del material. Con el propósito de profundizar en este tema, se ha estudiado la influencia que puede tener el proceso de compactación en la resistencia al corte de los suelos volcánicos, mediante el diseño y ejecución de un programa experimental que tiene como material de estudio, un suelo derivado de ceniza volcánica que proviene del área de construcción del aeropuerto del Café en el municipio de Palestina - Departamento de Caldas (Colombia). En los resultados obtenidos durante el proceso de compactación dinámica, para energías progresivamente mayores y en el lado húmedo, se observó “ablandamiento” del suelo, que podría conducir a una pérdida significativa en la eficiencia de la aplicación de la energía de compactación. Se usó el método de compactación estática con el fin de comprobar la influencia de la variación en la naturaleza del proceso sobre las características de compactación. Con este método se observa un comportamiento bimodal, para las curvas de igual energía, lo cual difiere de lo encontrado en los ensayos de compactación dinámica.

Los resultados experimentales obtenidos de las pruebas de compactación dinámica permiten inferir que la energía suministrada en la prueba Proctor se vuelve ineficiente para rangos de contenido de agua cercanos al encontrado durante el muestreo. En el caso de la compactación estática ocurre lo contrario, la energía suministrada parece ser más eficiente, logrando densidades secas mayores a mayor humedad, para una misma energía de compactación.

En las probetas compactadas estáticamente se midió la succión matricial mediante la técnica de papel filtro. Los resultados en el material de este estudio muestran que para contenidos de agua menores a un valor aproximado de 37%, el valor de la succión estaría controlado por la humedad de compactación con poca influencia de la densidad seca; por el contrario para contenidos de agua mayores a un valor aproximado de 37%, la succión sería controlada tanto por la densidad como por la humedad de compactación.

Las curvas de retención de agua para el material en estudio, muestran la forma típica de las curvas para suelos con características de mineralogía y con distribución de tamaños de grano similares. Las curvas de retención de agua con una configuración de pendiente suave, se presentan debido a la buena gradación del suelo de acuerdo con los resultados del análisis granulométrico del suelo y por la naturaleza de la energía de compactación estática. Al comparar las curvas de retención de agua del material natural y del material compactado, con estados iniciales de densidad y humedad similares, se observó que a humedad constante, las muestras compactadas registran valores inferiores de succión matricial que los del suelo natural. Posiblemente existan diferencias marcadas en la fábrica de los dos materiales, permitiendo la mayor permanencia de agua libre en la muestra compactada causando valores de succión más bajos.

En los ensayos de resistencia al corte, se observa que a igual densidad, la resistencia máxima en muestras compactadas por el lado seco es superior a la obtenida en muestras compactadas por el lado húmedo. Por otra parte al observar el efecto de la densidad seca ( $\rho_d$ ), se puede verificar que conforme aumenta la densidad seca el comportamiento tiende a presentar picos de resistencia pronunciados cuando los especímenes han sido compactados por el lado seco, pero en especímenes compactados con contenidos de agua mayores, sin importar el aumento de densidad seca en el suelo, se continua presentando un comportamiento dúctil en las trayectorias. También se observa que la resistencia residual y la resistencia pico siempre tienden hacia un mismo valor conforme aumenta el esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ). Se podría inferir que la mayor resistencia está asociada con el aumento de las tensiones capilares.

## 4.2 Características de compactación

Con el objeto de representar e investigar los diferentes estados del suelo compactado y la interdependencia entre las características de densidad seca ( $\rho_d$ ) y contenido de agua ( $\omega$ ) bajo diferentes naturalezas de energía de compactación; se llevaron a cabo pruebas de compactación dinámica y estática.

### 4.2.1 Compactación dinámica

Para determinar las características de compactación del suelo en estudio, se realizaron ensayos del tipo Proctor aplicando diferentes energías de compactación. La metodología para el ensayo Proctor corresponde a la Norma ASTM D698-12 y se hace una variación en el número de golpes por cada capa durante el ensayo, con el objeto de lograr diferentes valores de energía aplicada, los cuales se definen en la tabla 4.1.

Tabla No. 4.1. Relación Energía - No. de golpes. Ensayos Tipo Proctor

No de golpes	Energía (kN*m/m <sup>3</sup> )
15	354.8
25	591.3
35	827.8

En la figura 4.1 se presentan las curvas de compactación dinámica para el suelo derivado de ceniza volcánica. Se destacan las siguientes observaciones, que muestran diferencias con el comportamiento típico de los suelos en éste ensayo:

- Conforme aumenta la energía de compactación, la densidad seca máxima disminuye.
- Al incrementar la energía de compactación, el contenido de agua óptimo aumenta.
- Las densidades secas máximas ocurren para grados de saturación cercanos al 91%.

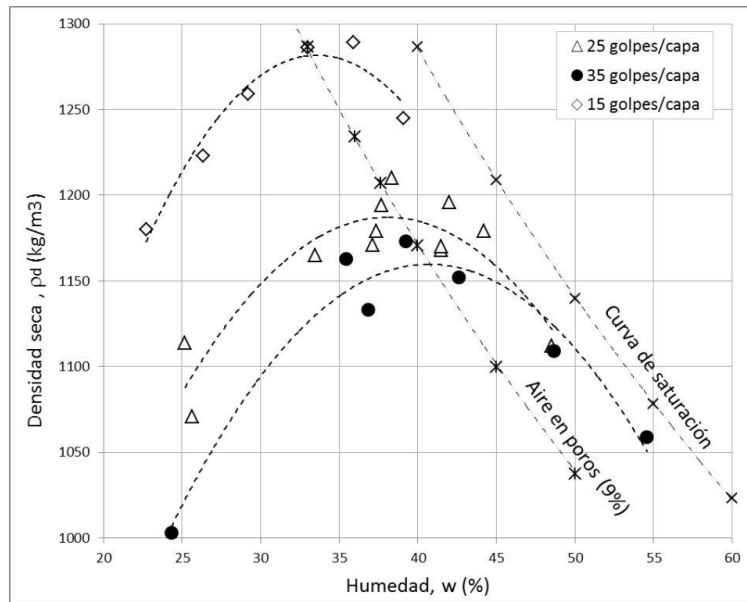


Figura 4.1 Prueba Proctor para diferentes energías de compactación

Durante el proceso de compactación con energías progresivamente mayores y de acuerdo al contenido de agua, se observó un “ablandamiento” del suelo, con un comportamiento de “acolchonamiento”, que podría conducir a una pérdida significativa en la eficiencia de la aplicación de la energía de compactación. Polimón et al., (1976) ponen en evidencia que al usar la metodología Proctor en la compactación de un suelo derivado de ceniza volcánica durante el estudio del comportamiento del suelo, en el proyecto de construcción de la Presa de Montufar en la provincia del Carchi (Ecuador), el material se convierte en una masa viscosa y de acuerdo a su opinión, este comportamiento se presenta por el rompimiento de la estructura original del material, permitiendo la evacuación del agua contenida en los poros del suelo. Wesley (2003), argumenta que de acuerdo al contenido de alófana se podrían encontrar suelos que durante el proceso de compactación, liberan el agua atrapada en el interior de las partículas resultando en una descomposición de la estructura y el correspondiente ablandamiento del suelo.

Los resultados de Polimón et al., (1976) y Wesley (2003), concuerdan con lo observado durante el proceso de compactación dinámica realizado en este estudio. Al usar las energías correspondientes a 25 y 35 golpes/capa, se observó expulsión de agua, seguido por el ablandamiento y acolchonamiento del suelo. Después de cierto número de golpes (exceso de energía), la masa de suelo localizada sobre los puntos cercanos al sitio de impacto del pisón se levanta mostrando sectores de suelo blando y configuración de acolchonamiento (ver Figura 4.2). Si bien es cierto que en la figura 5.1, las líneas a trazos se configuran siguiendo una tendencia a mostrar un pico, se observa que los estados de compactación ( $\rho_d$ ,  $w$ ) definidos por el programa experimental, no permiten evidenciar claramente el contenido de agua óptimo para estas dos energías evaluadas. La curva correspondiente a la energía que representa los 15 golpes/capa, muestra una

tendencia mucho más clara al pico de densidad seca ( $\rho_d$ ) para una humedad aproximada de 34%. Wesley (2003), reporta este comportamiento y la dificultad de encontrar picos bien definidos en las curvas de compactación, en suelos residuales estructurados con altos contenidos de alófana.

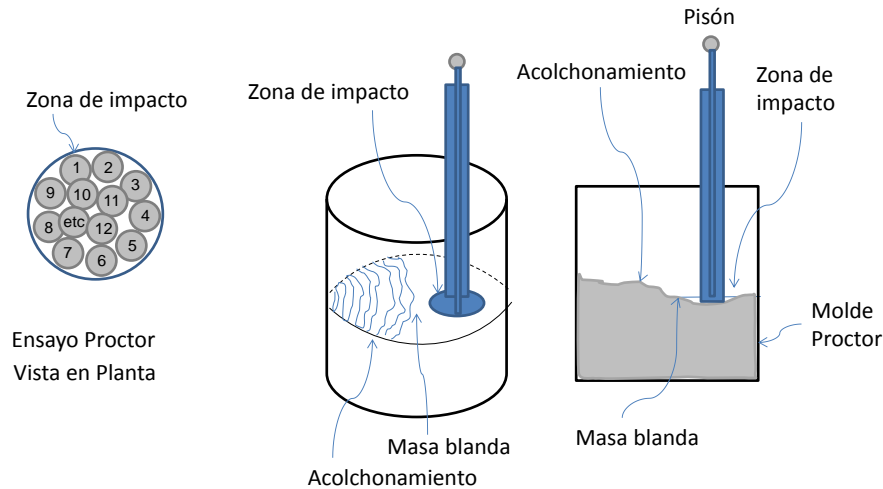


Figura 4.2 Prueba Proctor. Ilustración del comportamiento de la masa de suelo durante el ensayo.

## 4.2.2 Compactación estática

Las características de compactación obtenidas mediante la prueba de laboratorio Proctor, son muy comúnmente usadas para el control de la compactación en campo, sin embargo estas características pueden variar no solo con la cantidad de energía suministrada, sino también con la naturaleza de la misma. Una variante de la naturaleza de compactación, se configura al presionar el suelo mediante un pistón dentro de un molde rígido, aplicando gradualmente una fuerza monótonica (González et al., 2004), en cuyo caso el proceso de compactación es esencialmente estático.

Con el fin de estudiar las implicaciones que tiene el cambio en la cantidad y naturaleza de la energía sobre las características principales de compactación ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ); y facilitar la fabricación de muestras para llevar a cabo la medición de succión y pruebas de resistencia al corte, se ejecutaron pruebas de compactación estática. De acuerdo con lo encontrado por Venkatarama y Jagadish (1993), la energía de compactación suministrada al sistema depende esencialmente de la naturaleza del suelo y en alguna medida del diseño del equipo con el que se compacta; por lo cual se calibró un equipo de compresión con deformación controlada, para efectuar el proceso cumpliendo los requerimientos mínimos para este ensayo (velocidad de deformación, lectura de carga y lectura de deformación).

En este estudio se ejecutó un tipo de compactación a esfuerzo pico variable con deformación final variable, monitoreando durante el proceso las curvas (fuerza – desplazamiento) para compactar muestras con un valor de energía específica y lograr

curvas de iso – energía cuando se representan los resultados en el plano Proctor. A manera de ilustración, en la figura 4.3, se muestran algunas curvas (fuerza – desplazamiento) obtenidas dentro del programa experimental. En esta gráfica se observa que para iguales valores de densidad seca ( $\rho_d$ ) al final de la prueba de compactación, el comportamiento de la curva (fuerza – desplazamiento) difiere de acuerdo a la humedad de compactación. Para cada valor de densidad seca ( $\rho_d$ ) se obtiene un conjunto de curvas que muestran en su comportamiento, que a mayor contenido de agua en la compactación, las partículas del suelo se podrían estar acomodando con mayor facilidad, permitiendo la tendencia hacia el desplazamiento del pistón antes que el aumento de la lectura de carga en el sistema. Al inicio del proceso de compactación de cada probeta, se verificó que las condiciones del material fueran similares en lo que respecta al grado de acomodamiento de las partículas antes de la etapa de carga. En la Figura 4.4 se muestra que el comportamiento mencionado, también lo presentan los registros de los ensayos realizados por Venkatarama y Jagadish (1993). En la figura 4.5 se presentan datos adicionales de ensayos realizados en este estudio. Debido a que el área bajo las curvas en la figura 4.3, representa la energía aplicada al suelo durante el proceso de compactación, se podría inferir que la aplicación de la energía es más eficiente a mayor contenido de humedad del material.

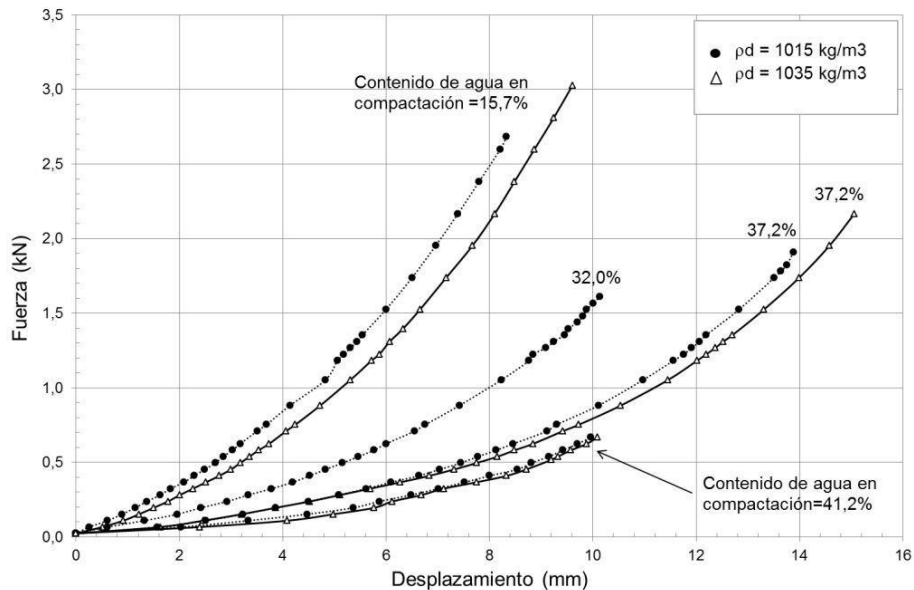


Figura 4.3. Curvas (fuerza – desplazamiento) a densidad seca constante.



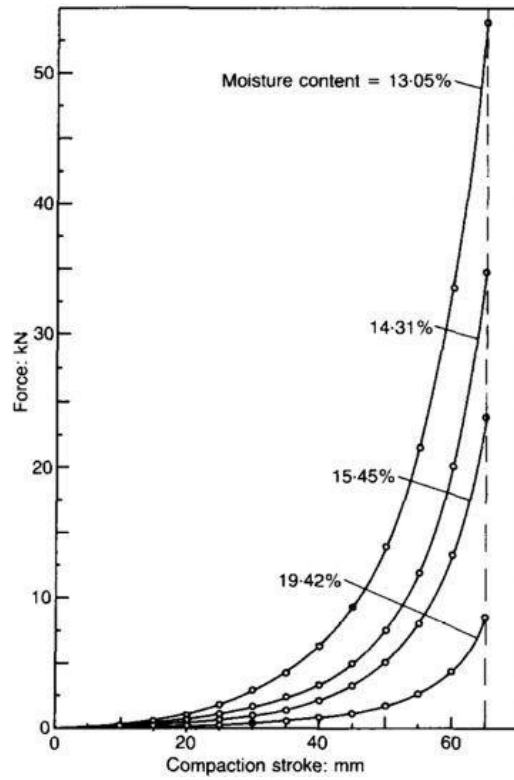


Figura 4.4. Curvas (fuerza – desplazamiento). Venkatarama y Jagadish (1993)

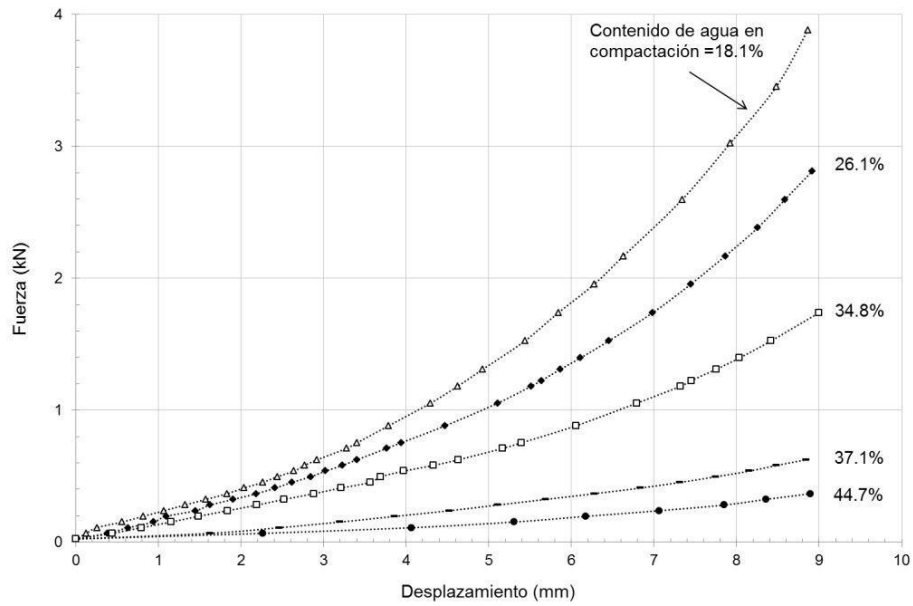


Figura 4.5. Curvas (fuerza – desplazamiento). Suelo en estudio

Los resultados de las características ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ) en las pruebas de compactación estática, son representados en la figura 4.6. Las diferentes curvas muestran líneas de igual energía y se refieren a energías dadas como porcentaje de la Energía aplicada en el ensayo Proctor Estándar, de acuerdo con la leyenda mostrada en la figura.

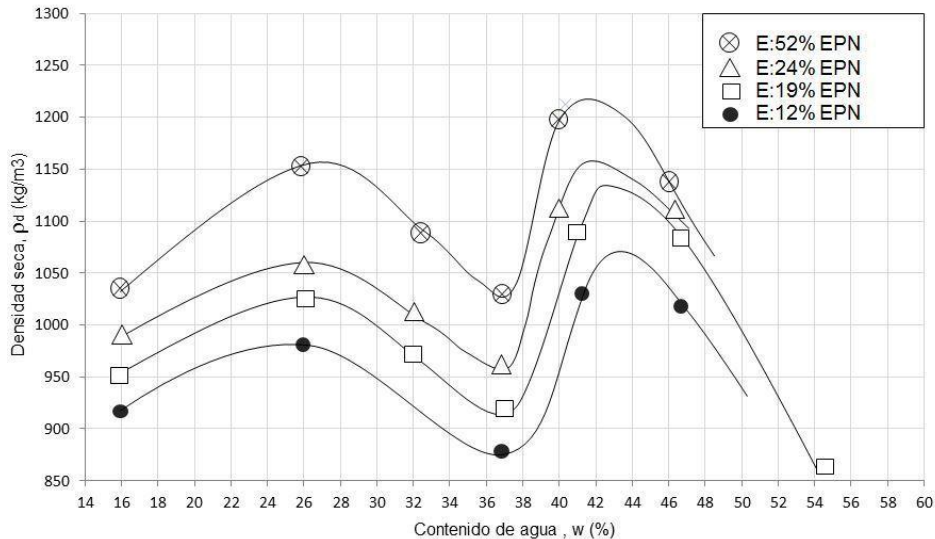


Figura 4.6. Compactación estática: relación densidad seca vs contenido de agua, para diferentes energías de compactación.

Se observa un comportamiento bimodal, para las curvas de igual energía, lo cual difiere de lo encontrado en los ensayos de compactación dinámica. Con relación a los valores pico, es claro que los valores máximos de densidad seca ( $\rho_d$ ), se encuentran en el intervalo de humedades entre 43% y 46%. Al analizar la figura 4.6, se observa que para igual densidad seca ( $\rho_d$ ), la energía de compactación es más eficiente para contenidos de agua superiores a un valor aproximado de 37%. Se presenta mayor eficiencia en términos de energía de compactación en los estados con contenido de agua superiores a un valor aproximado de 37%.

### 4.2.3 Comparación entre las características de la compactación dinámica y la compactación estática

Los resultados experimentales obtenidos de las pruebas de compactación permiten inferir que la energía suministrada en la prueba Proctor se vuelve ineficiente para rangos de contenido de agua cercanos a la humedad natural. Este comportamiento podría ser explicado mediante la hipótesis de Polimón et al. (1976) y Wesley (2003); quienes argumentan que en compactación dinámica los suelos derivados de cenizas volcánicas

con altos contenidos de humedad, liberan el agua atrapada en el interior de las partículas, causando la descomposición de la estructura y el correspondiente ablandamiento del suelo. Este comportamiento de ablandamiento y “acolchonamiento”, se presentó durante ésta investigación, junto con la expulsión de agua en el proceso de compactación.

En el caso de la compactación estática ocurre lo contrario, la energía suministrada parece ser más eficiente, logrando densidades secas mayores a mayor humedad, para una misma energía de compactación. Esto podría ser explicado por lo expuesto por Venkatarama y Jagadish (1993): “Cuando el esfuerzo es aplicado estáticamente, los granos son desplazados, produciendo un acercamiento entre ellos, y simultáneamente el agua libre es empujada hacia dentro de los poros del suelo. En este caso, si el pistón se mueve bastante lento, ésta agua puede ser desplazada, y la fuerza necesaria para lograr un nivel de compactación específico es más baja que para la compactación dinámica”. Este argumento se puede tener en cuenta para esta investigación, puesto que durante la caracterización del material se evidenció la existencia de macroporos interconectados, que permitirían el flujo de agua a través de la estructura del suelo, y por otra parte que la compactación de los especímenes se realizó a velocidades inferiores a 1 mm/min. En la figura 4.6, también se observa que la eficiencia de la energía de compactación es baja a valores de humedad cercanos al 37%; se podría inferir que la fase de aire no tiene la continuidad necesaria para que se facilite su expulsión, debido al contenido de agua presente en el suelo.

De acuerdo con Venkatarama y Jagadish (1993) si el suelo se encuentra con grandes valores de humedad en la prueba de compactación estática, toda la masa del material se somete a desplazamiento positivo, con lo que se genera continuidad de la fase acuosa presentándose así, el inicio de la consolidación, por lo cual no es posible la compactación como una respuesta instantánea en el proceso. Los mismos autores informan en su estudio que la naturaleza dinámica de la prueba Proctor impide que se genere una etapa de consolidación. Esto estaría relacionado con la velocidad de compactación y con la cantidad de energía que se requiere en esta prueba dinámica.

De manera general se podría inferir que para el material en estudio, el proceso de compactación estática a bajos valores de humedad permite la continuidad de la fase de aire y que el efecto del agua es facilitar la lubricación de las partículas; a medida que aumenta el contenido de agua se pueden estar presentando fenómenos de interacción de la fase de aire con la fase acuosa, disminuyendo la permeabilidad del suelo al aire, por esto se podría presentar la pérdida de eficiencia en el rango de humedad cercano al 37%. A grandes contenidos de agua, la continuidad de la fase acuosa permite la mayor eficiencia de la energía de compactación en el proceso estático, debido lo explicado por Venkatarama y Jagadish (1993).

### 4.3 Medición de la Succión Matricial

Las condiciones y la naturaleza del proceso de compactación (método, energía y contenido de agua) inciden en la fábrica y estructura final del suelo, dependiendo de factores intrínsecos del material como la forma, tamaño y mineralogía de las partículas, además de la química del agua de poros (Buenfil, 2007). Los anteriores elementos son esenciales en el conocimiento de las características de retención de agua en cada estado de compactación. La succión del agua asociada a cada estado de compactación es una información adicional de gran interés para entender el comportamiento del suelo. Autores como Gens et al. (1995), Ridley et al. (1998), Marinho y Stuermer (1999) y González et al. (2004), han mostrado líneas de iso-succión en suelos compactados sobre las curvas en el diagrama Proctor. Gens et al. (1995), (Figura 4.7) muestra que las curvas de iso-succión son aproximadamente verticales en el diagrama Proctor cuando un suelo limoso de baja plasticidad es compactado a bajos grados de saturación y que el comportamiento de estas líneas se acerca a las líneas de igual grado de saturación cuando se compacta a contenidos de agua mayores. Para estos autores la diferencia en el comportamiento está definida principalmente por el valor del contenido de agua óptimo; por lo cual para el lado seco del óptimo se presenta la tendencia aproximadamente vertical y para el lado húmedo del óptimo se presenta la tendencia a seguir las líneas de saturación constante.

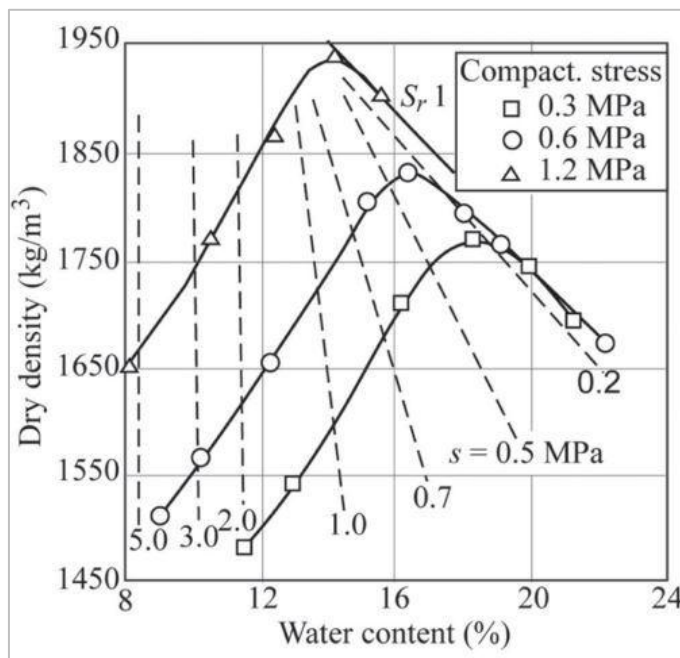


Figura 4.7. Curvas de compactación de un Limo de baja plasticidad para tres valores de esfuerzo de compactación estática, con contornos de iso – succión. Gens et al. 1995.

La figura 4.8, presenta el valor de la succión matricial medida en las probetas compactadas estáticamente empleando la técnica de papel filtro. La succión aumenta al reducir la humedad de compactación y cuando el grado de saturación aumenta las curvas de igual succión tienden a seguir la trayectoria de las líneas de igual saturación. Para contenidos de humedad bajos al parecer la succión es controlada únicamente por el contenido de agua, sin que la densidad seca influya en su comportamiento. Para mayores grados de saturación existe un comportamiento vertical a densidades secas menores a 1000 kg/m<sup>3</sup> y la tendencia a seguir el comportamiento de las líneas de saturación constante para densidades mayores a 1000 kg/m<sup>3</sup>. Entonces para altos grados de saturación, la succión estaría controlada por las características de humedad y densidad de la muestra compactada.

Los resultados en el material de este estudio muestran que para contenidos de agua menores a un valor aproximado de 37%, el valor de la succión estaría controlado por la humedad de compactación con poca influencia de la densidad seca; por el contrario para contenidos de agua mayores a un valor aproximado de 37%, la succión sería controlada tanto por la densidad como por la humedad de compactación. Los resultados de Marinho y Stuermer (1999), muestran que este control está definido por el valor de la humedad usado para compactar la muestra, y destacan que si la compactación se realiza por el lado seco del óptimo, la tendencia sería hacia las líneas verticales, pero si se compacta por el lado húmedo la tendencia sería hacia las líneas de igual saturación teniendo en cuenta el valor de la densidad seca del espécimen. En la figura 4.6, no se aprecia un contenido de agua óptimo, pero al observar la figura 4.1 donde se representan los resultados del proceso de compactación dinámica se puede apreciar que el valor de humedad óptima estaría muy cercano al 37%. Cabe resaltar que en los estados de compactación ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ) encontrados por el método estático, se presentó una transición en la eficiencia energética para los valores de humedad cercanos al 37%, que puede tener algún grado de correspondencia con los resultados de succión.

Los valores de succión encontrados para las muestras compactadas se encuentran entre 7kPa y 3200kPa, para intervalos de contenido de agua entre 47% y 15%, respectivamente. Al respecto, varios autores han reportado la dependencia de la succión matricial con el contenido de agua y su tendencia a aumentar en función del límite líquido para distintos materiales. Leroueil y Hight (2013) muestran esta característica en curvas de contenido de agua como función de la succión matricial. En la figura 4.9, se muestra la dependencia lineal de la succión matricial del suelo estudiado con la humedad en función del límite líquido. De la figura se destaca que para igual contenido de agua de compactación, los materiales con menor límite líquido desarrollan menores succiones. Esta dependencia es coherente con los resultados para el material de este estudio, ya que se observa la linealidad de las relaciones y la tendencia al aumento de pendiente conforme aumenta el límite líquido ( $w_L$ ), de acuerdo a lo mostrado por Rydley y Romero (1998), para cinco suelos compactados.

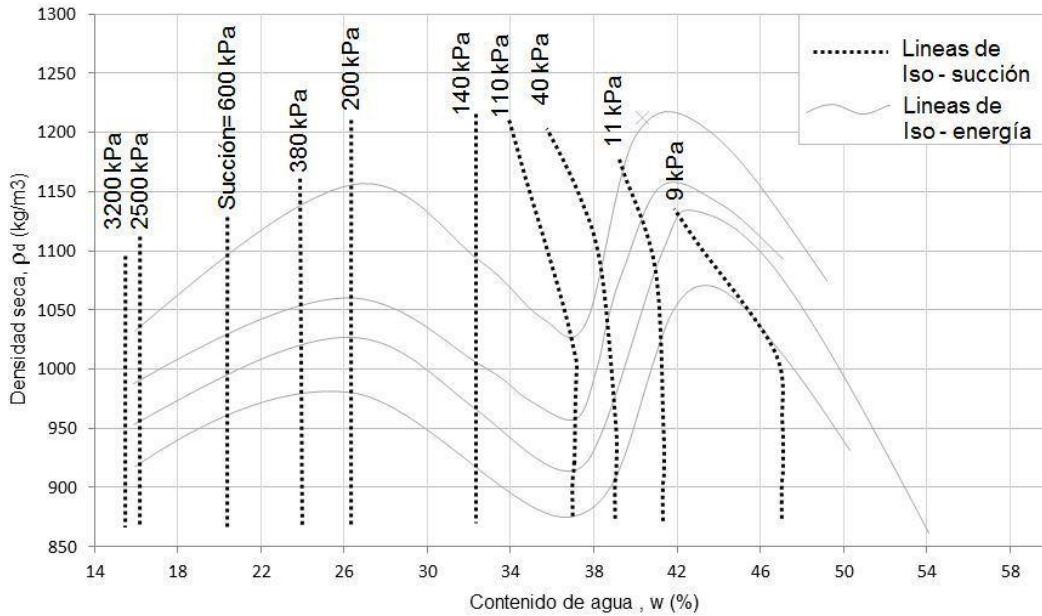


Figura 4.8. Curvas de Compactación del suelo en estudio, con líneas de succión constante.

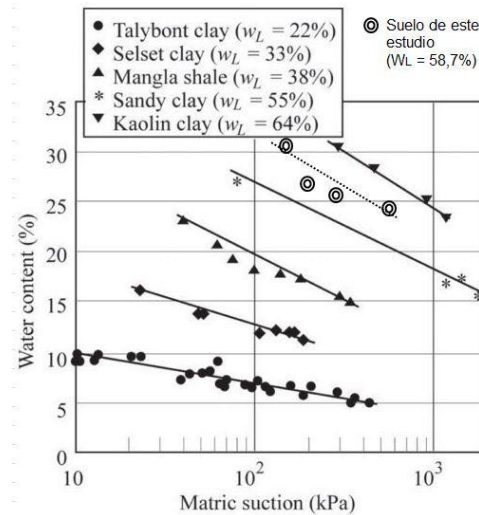


Figura 4.9. Relación Contenido de agua – Succión en función del límite líquido. Adaptada de Ridley y Romero (1998) en Leroueil y Hight (2013)

La relación entre Contenido de agua y succión ha sido también evaluada por varios autores en función del índice de plasticidad (IP). Acar y Nyeretse (1992) y Marinho y Chandler (1998) midieron succiones en mezclas de proporción variable de arena y arcilla bajo diferentes contenidos de agua. La Figura 4.10 muestra la relación Contenido de agua – succión encontrada por estos autores en mezclas de arcilla de Londres y arena bajo diferentes humedades de compactación. Se observa que los datos del suelo en

estudio no se acoplan a las relaciones encontradas por los autores, esta incompatibilidad podría tener un argumento válido en el hecho de que el proceso de compactación requiere el secado del material a partir de la humedad natural para encontrar los estados característicos ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ). De acuerdo con los hallazgos de Frost (1967), Mitchell & Sitar (1982) y Wesley (2002), se ha demostrado que los materiales derivados de ceniza volcánica compuestos principalmente por alófana y halloysita, pierden sus características de plasticidad cuando son secados al aire o en el horno.

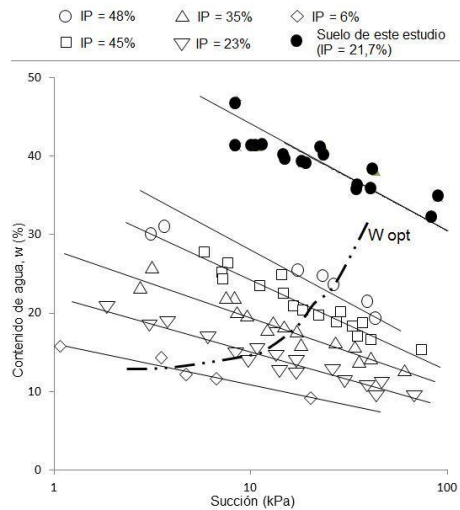


Figura 4.10. Relación humedad – Succión en función del índice de plasticidad. Adaptada de Marinho y Chandler (1993) en Alonso (2010)

Si bien es cierto que se ha expuesto la correspondencia entre los valores de succión y Contenido de agua, en función del límite líquido y el límite plástico de los materiales; los autores referenciados no han detallado la influencia de la densidad en estas relaciones. Es un error mostrar la linealidad de las relaciones humedad- succión, sin tener en cuenta la variable densidad, este es el caso de Fleureau et al. (2002) en Lerouil (2013), donde se muestra la relación lineal entre la humedad de compactación y la succión matricial para arcilla La Verne, figura 4.11. Li (2001), también presenta la misma dependencia para los dos suelos compactados en su estudio (ver figura 4.12). La relación humedad – succión matricial para el suelo de este estudio, se analiza teniendo en cuenta el valor de la densidad alcanzada al final del proceso de compactación.

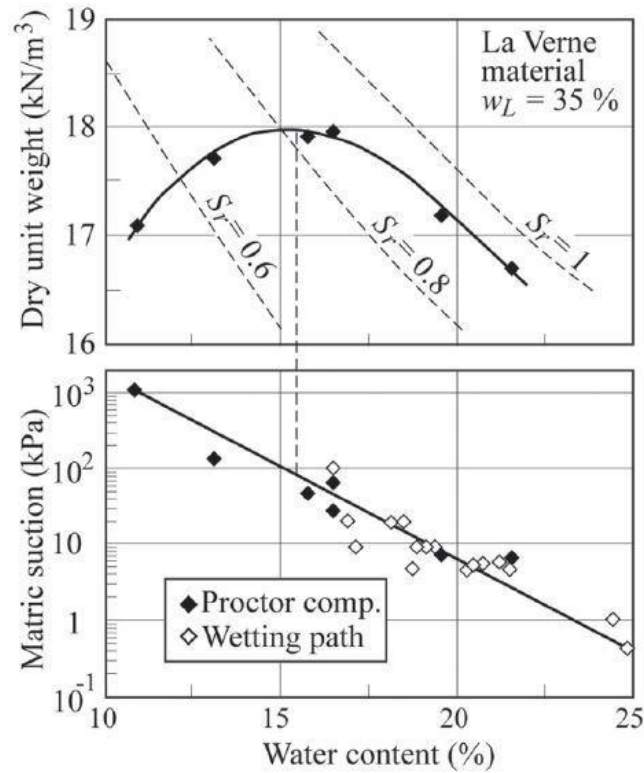


Figura 4.11. Curva de compactación y la relación Contenido de agua-succión del material La Verne (después de Fleureau et al., 2002) en Lerouil (2013)

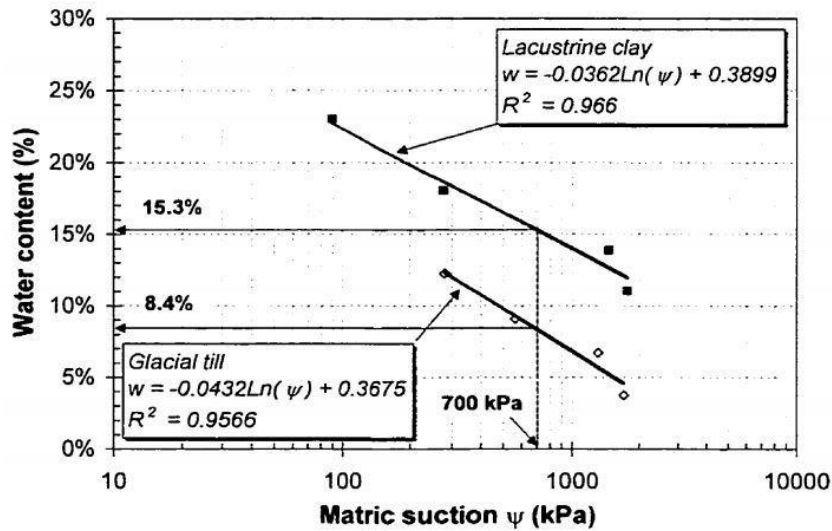


Figura 4.12. Relación Contenido de agua-succión para dos suelos compactados. Li (2001)



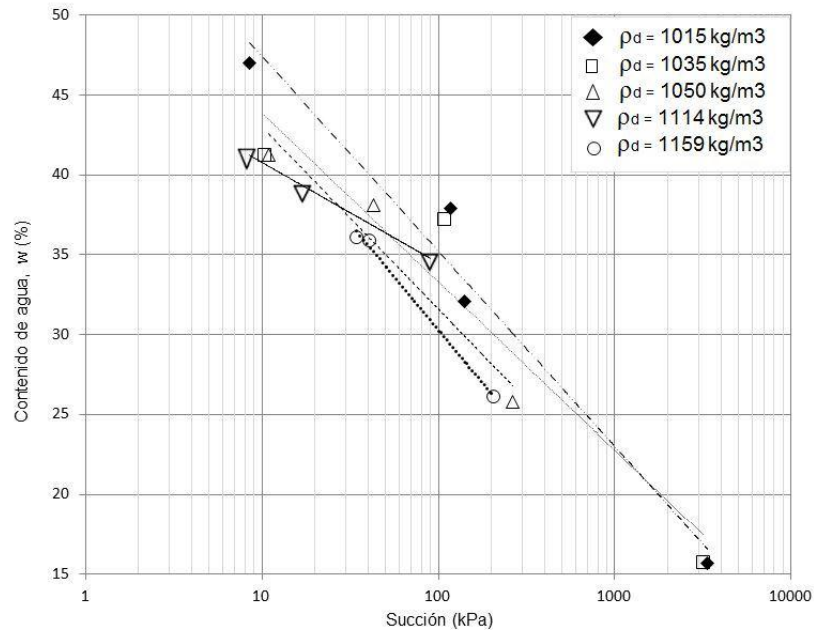


Figura 4.13. Relación contenido de agua – Succión en función de la densidad seca. Suelo en estudio.

La figura 4.13, muestra la dependencia lineal (en escala semi-log) entre Contenido de agua – succión, para valores constantes de densidad seca. Se presentan relaciones lineales para las cinco densidades secas ( $\rho_d$ ) definidas. Los datos obtenidos en laboratorio muestran una buena correlación para representar satisfactoriamente la relación lineal humedad- succión. En la tabla 4.2 se presenta el valor del coeficiente de determinación (cuadrado del coeficiente de correlación, R). La relación entre el contenido de agua y la succión en función de la densidad seca para el suelo en estudio, muestra una dependencia continua, siendo consistente con los hallazgos de Fleureau et al. (2002). Estos autores, encontraron valores altos de succión matricial en el lado seco del óptimo para varios materiales y señalan que los resultados son coherentes con la fábrica del material en el lado seco, compuesta por fuertes agregaciones de partículas. En el lado húmedo los bajos valores de succión son producto de agregaciones más débiles y deformables con arreglos homogéneos de partículas.

Tabla No. 4.2. Coeficiente de determinación para las líneas de tendencia de la figura 4.13

$\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	R <sup>2</sup>
1015	0,97
1035	0,93
1050	0,94
1114	1,00
1159	0,99

### 4.3.1 Curva de retención de agua

La relación entre la succión del agua de poros y el Contenido de agua se representa en la denominada curva característica agua-suelo o curva de retención de agua. Esta es una de las relaciones fundamentales utilizadas para describir el comportamiento de un suelo parcialmente saturado. La succión es inversamente proporcional al contenido de agua en un suelo y su valor aumenta a medida que el suelo se desatura. En este estudio se midió la succión en muestras compactadas estáticamente para diferentes estados ( $\rho_d, \omega$ ), con el fin de encontrar las relaciones entre el contenido de agua y la succión matricial en función de la densidad alcanzada en la compactación. Además, se determinó encontrar la curva de retención de agua para el suelo en condición natural y para el suelo compactado estáticamente con condiciones iniciales de humedad y densidad iguales a las que tiene el material in situ. Este trabajo experimental se realizó teniendo en cuenta que el proceso constructivo que se aplica para la compactación de suelos derivados de ceniza volcánica se basa en el criterio de compactar el material simulando la densidad a la que se encuentra el suelo in situ en condición de humedad natural (Herrera, 2007).

Para el material compactado se fabricaron tres muestras con una densidad seca ( $\rho_d$ ) igual a 950 kg/m<sup>3</sup> a una humedad de 56%, obteniendo una relación de vacíos aproximada de 1,77. Con la metodología propuesta por Chandler et al (1992), se midió la succión matricial usando la técnica del papel de filtro, el proceso inició encontrando el valor de la succión en 56.33% de contenido de agua y secando al aire las muestras para obtener los valores de succión al reducir el contenido de agua en intervalos de 4% (p.e. 52%, 48%, 44%, 40%, etc.) hasta llegar a un valor de contenido de agua de 9.31%, que corresponde al mínimo obtenido con el secado al aire de la muestra compactada.

Con el material natural inalterado, se tallaron tres muestras cuyo promedio de densidad seca ( $\rho_d$ ) es igual a 968.8 kg/m<sup>3</sup> y con contenido de agua inicial de 58%, obteniendo una relación de vacíos de 1.71. De la misma manera que para el material compactado se midió la succión secando el material en intervalos aproximados de 4%, hasta llegar al valor de humedad de 9.5%, que corresponde al mínimo obtenido en el proceso de secado al aire.

Para obtener las curvas de retención de humedad del suelo compactado y el suelo natural, se realizó el tratamiento matemático de los valores encontrados en laboratorio de humedad y succión (ver ecuación 4.1), utilizando el modelo de Fredlund y Xing (1994).

$$w = w_s \left\{ 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln[(1000000/\psi_r)]} \right\} \left\{ \frac{1}{\ln[e + (\psi/a)^n]} \right\}^m \quad (4.1)$$

donde,

- $w$  : Contenido gravimétrico de agua a cualquier succión
- $w_s$ : : Contenido de agua volumétrico de saturación
- $e$  : base de los logaritmos naturales
- $\psi$  : Succión en kPa
- $\psi_r$  : Succión correspondiente al contenido de agua residual

La ecuación (4.1) también puede ser escrita en términos del contenido de agua volumétrico ( $\theta$ ), haciendo el reemplazo de las variables de contenido de agua gravimétrico ( $w$  y  $w_s$ ) por sus equivalentes en términos de contenido de agua volumétrico ( $\theta$  y  $\theta_s$ ).

En la tabla 4.3, se presentan los parámetros del modelo matemático ajustado mediante el método de los mínimos cuadrados, para contenido de agua gravimétrico ( $w$ ) y contenido de agua volumétrico ( $\theta$ ) versus el logaritmo de la succión. Las curvas de retención de agua en términos de ( $w$  y  $\theta$ ), para la condición de la muestra natural inalterada, se presentan en las figuras 4.14 y 4.15, respectivamente.

Tabla 4.3. Suelo Natural. Parámetros ajustados de la ecuación de Fredlund y Xing (1994)

<b>CURVA DE RETENCIÓN DE AGUA EN PROCESO DE SECADO</b>		
Ecuación en terminos de	$\omega$ (%)	$\theta$ (%)
Contenido de agua en saturación (%)	62,81	72,73
Succión en contenido de agua residual $\psi_r$ (kPa)	24100,00	24100,00
Parámetro de ajuste $a$ (kPa)	2779,19	41056,65
Parámetro de ajuste $n$	0,54	0,29
Parámetro de ajuste $m$	3,41	6,72

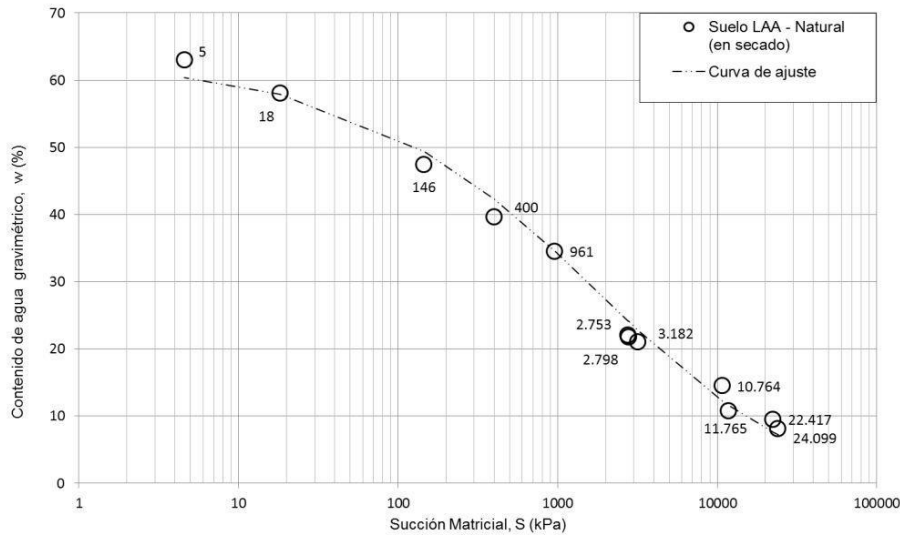


Figura 4.14 Curva de retención de agua del suelo natural ( $\rho_d$ : 0.944gr/cm<sup>3</sup>,  $\omega$ : 58%).

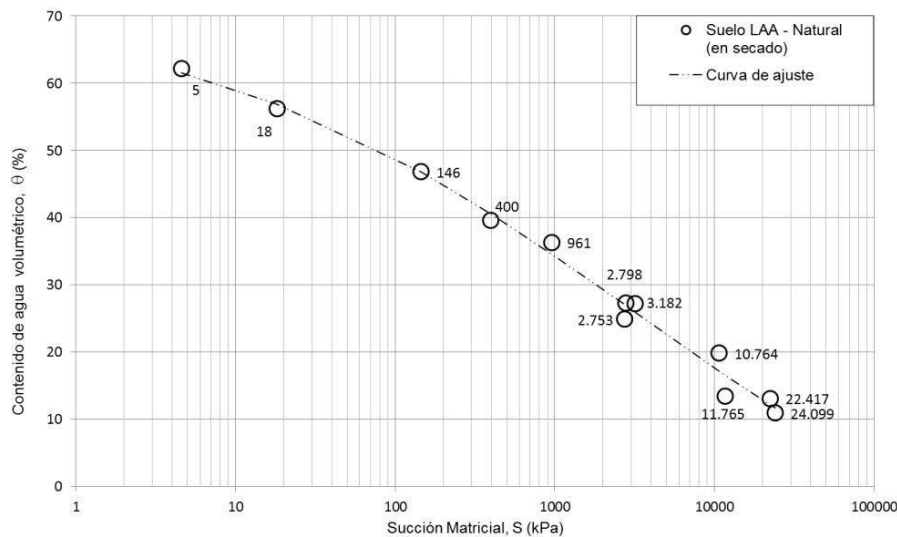


Figura 4.15. Curva de retención de agua del suelo natural ( $\rho_d$ : 0.944gr/cm<sup>3</sup>,  $\omega$ : 58%).

En la figura 4.16, se ilustra el comportamiento de la curva de retención de agua para distintos tipos de suelo, en ella se muestra como la distribución de tamaños de grano influye directamente sobre la forma de la curva. Autores como Vanapalli (1999), Gerscovich y Sayao (2002), Delage (2002) y Ferreira et al. (2010), han mostrado que la forma de la curva característica del suelo natural depende de la mineralogía y la distribución de tamaños de grano del suelo. Estos autores han descrito los comportamientos característicos de la curva de retención de la siguiente manera: Los

suelos arenosos muestran una fuerte caída en el contenido de agua para valores relativamente bajos de succión. Los suelos arcillosos generalmente muestran un comportamiento con una curva más suave. Los suelos limosos presentan un comportamiento intermedio entre los dos anteriores. Los suelos con gradación uniforme podrían presentar curvas de retención similares a las de los suelos arenosos, mientras que los suelos bien gradados tienen tendencia a mostrar curvas como la de los suelos arcillosos.

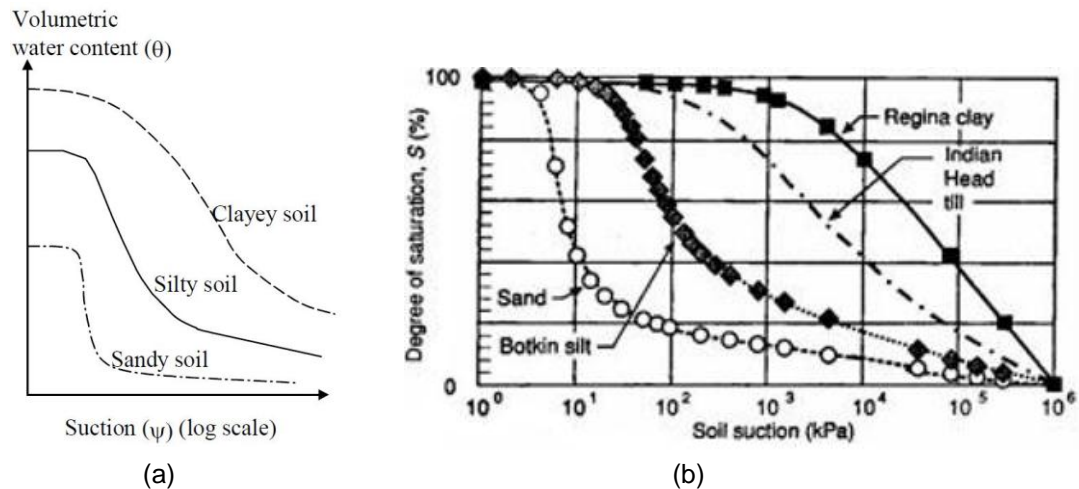


Figura 4.16. Curvas típicas de retención de agua según tipo de suelo a) Gerscovich y Sayao (2002) b) Vanapalli et al. (1999).

La figura 4.17 muestra la curva de retención para el suelo natural de este estudio, junto a otros dos suelos derivados de cenizas volcánicas con características de mineralogía similares presentados por García (2003). En la figura se observa que el suelo Areno-Limoso (AL) estudiado por García (2003) tiene un comportamiento que corresponde al mostrado en las curvas típicas de la figura 4.16 (a), en donde el valor del contenido de agua residual es pequeño comparado con los suelos predominantemente limosos. En el suelo areno limoso se observa valores menores de humedad para un mismo valor de succión comparado con los suelos limo arenoso (LA) y el suelo de este estudio -Limo areno arcilloso (LAA). Las formas con pendiente suave, probablemente se presentan por la buena gradación del suelo representado en una curva extendida de acuerdo al análisis granulométrico realizado en este estudio (Ver Sección 3.5.4 – Distribución granulométrica). La figura 4.18 presenta la curva de retención de agua del suelo en estudio y las curvas típicas de acuerdo al tipo de suelo según lo observado por Gitirana y Fredlund (2004), en ella se muestra que el comportamiento de la curva correspondiente al limo areno arcilloso (LAA) de este estudio, es coherente con su granulometría.

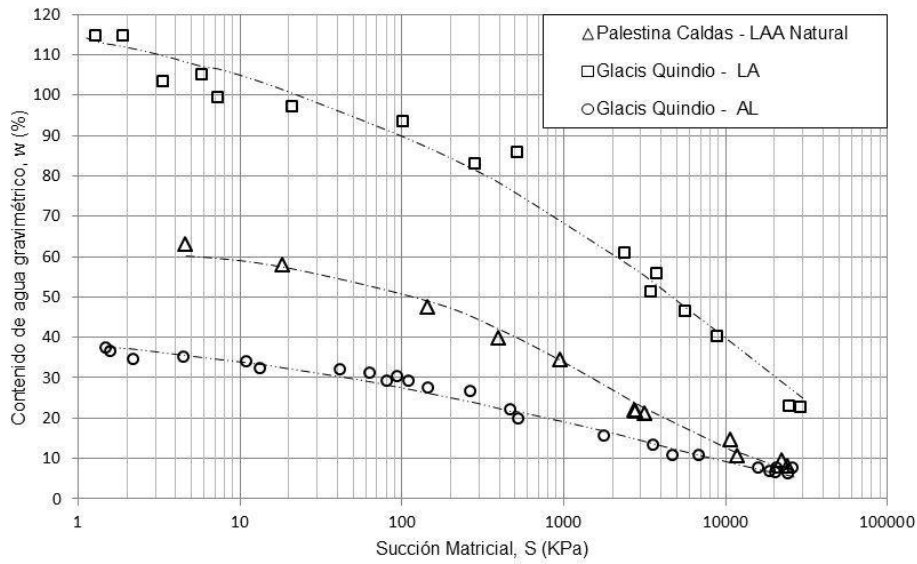


Figura 4.17. Curvas de retención de agua para suelos derivados de cenizas volcánicas.

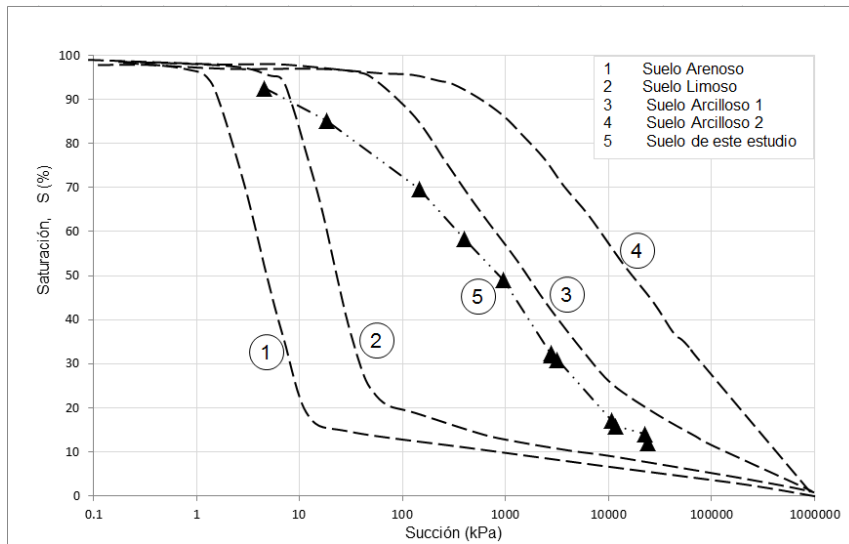


Figura 4.18. Curvas típicas de retención de agua según tipo de suelo. Adaptado de Gitirana y Fredlund (2004)

Siguiendo el mismo tratamiento matemático de Fredlund y Xing (1994), se obtuvieron los parámetros de ajuste para la Contenido de agua gravimétrica ( $\omega$ ) y Contenido de agua volumétrico ( $\theta$ ) versus el logaritmo de la succión para el suelo compactado. En la tabla 4.4 se presentan los datos calculados.

Tabla 4.4. Suelo Compactado. Parámetros ajustados ecuación de Fredlund y Xing (1994)

CURVA DE RETENCIÓN DE AGUA EN PROCESO DE SECADO		
Ecuación en terminos de	$\omega$ (%)	$\theta$ (%)
Contenido de agua en saturación (%)	61,16	57,15
Succión en contenido de agua residual $\psi_r$ (kPa)	13128,00	13128,00
Parámetro de ajuste $a$ (kPa)	2601,19	1109,63
Parámetro de ajuste $n$	0,50	0,53
Parámetro de ajuste $m$	4,04	2,86

En las figuras 4.19 y 4.20 se muestran las curvas de retención de agua en función del contenido de agua gravimétrico y volumétrico para la condición específica inicial de compactación ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ).

De acuerdo con Vanapalli (1999), los suelos de grano fino compactados presentan curvas de retención que dependen no solo de la mineralogía y granulometría del suelo, sino también del estado de esfuerzos, la energía de compactación y la estructura final conseguida en el proceso de compactación. Para revisar la incidencia que puede tener el proceso de compactación en el comportamiento de la curva de retención de agua del suelo en estudio, se muestra la figura 4.21, en donde se ha graficado la curva construida para el suelo natural y la correspondiente al suelo compactado, en procesos de secado recordando que ambos escenarios partieron de condiciones ó características de densidad y Contenido de agua ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ) similares.

Las curvas muestran una clara diferencia en términos de valor de succión matricial para el mismo valor de humedad en la curva de retención para un proceso de secado. Buenfil (2007), encontró que para un mismo material en las dos condiciones (natural y compactado), los valores de succión pueden llegar a coincidir para valores muy bajos de humedad gravimétrica (entre 6% y 3%). En esta investigación las curvas no convergen a valores muy altos de succión, el mínimo de contenido de agua obtenido secando las muestras al aire fue de 9.31%, por lo cual el intervalo de contenidos de agua que se estudió está por encima de los valores donde se puede presentar coincidencia de las curvas de retención. Durante la ejecución de la curva de secado no se detectó cambio volumétrico significativo, por lo cual no se prevé ninguna afectación en los resultados obtenidos por la variación de la relación de vacíos.

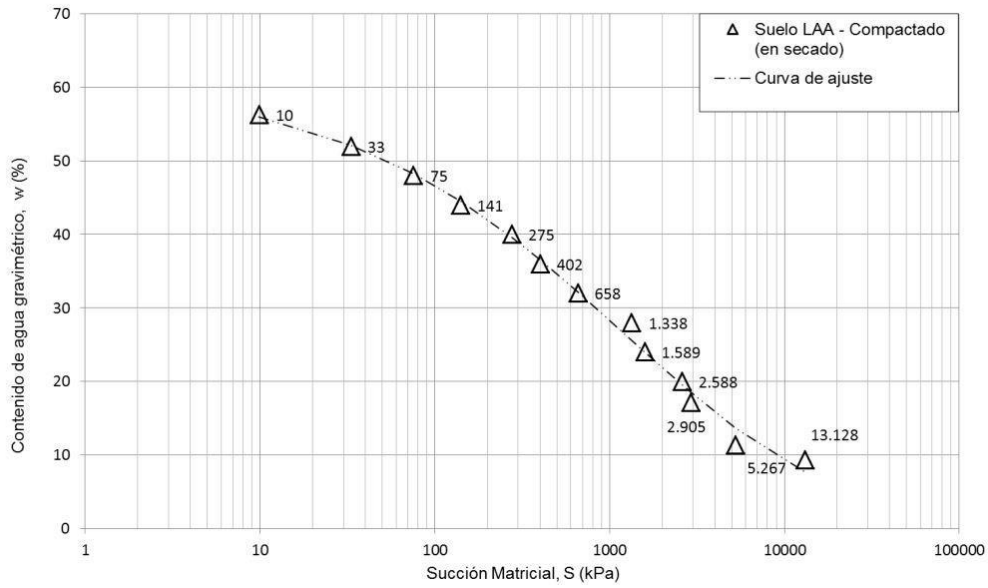


Figura 4.19. Curva de retención de agua del suelo compactado ( $\rho_d$ : 0.95gr/cm<sup>3</sup>,  $\omega$ : 56.3%).

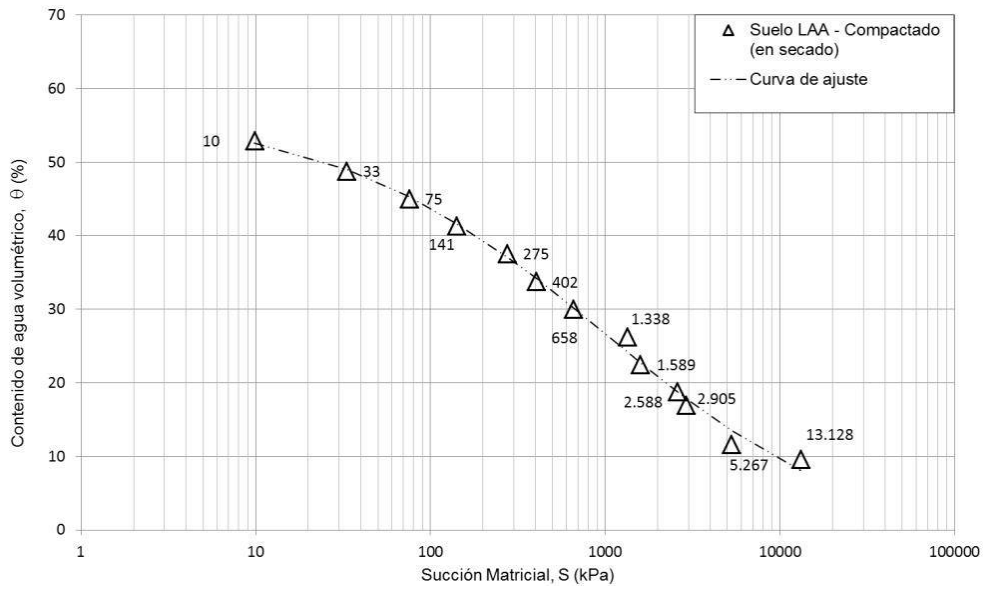


Figura 4.20. Curva de retención de agua del suelo compactado ( $\rho_d$ : 0.95gr/cm<sup>3</sup>,  $\omega$ : 56.3%).



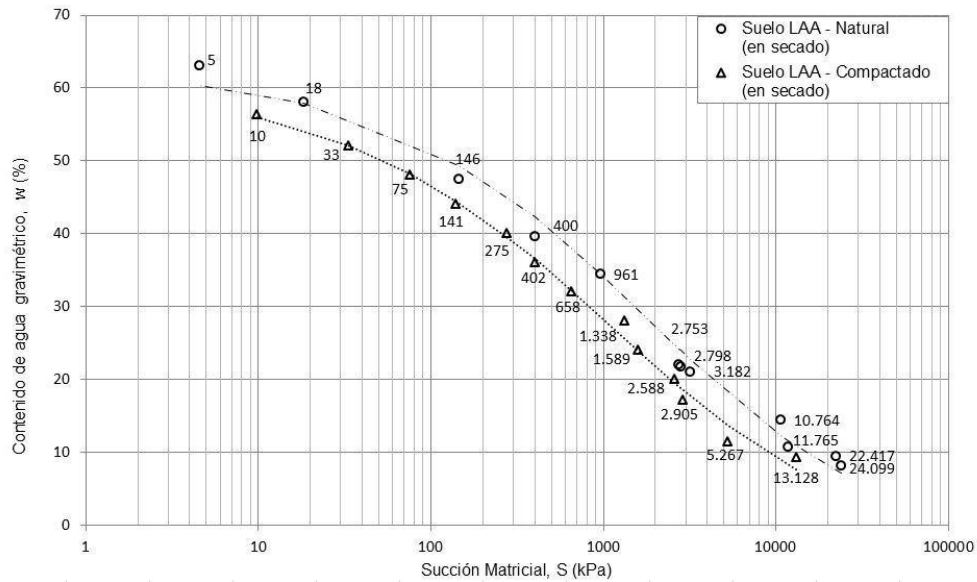


Figura 4.21. Curvas de retención de agua del suelo natural y muestra compactada para similares condiciones de densidad seca y humedad inicial.

Para los valores de succión medidos en el rango de humedad gravimétrica ( $w$ ) desde 9% hasta 63%, esta diferencia puede explicarse con diferentes argumentos:

- La diferencia en la relación de vacíos inicial. Este comportamiento también fue observado por Romero y Vaunat (2000).
- Posiblemente existan diferencias marcadas en la fábrica de los dos materiales, permitiendo la mayor permanencia de agua libre en la muestra compactada causando valores de succión más bajos. De acuerdo con lo expuesto por Frost (1967), Mitchell & Sitar (1982) y Wesley (2002), se ha demostrado que los materiales derivados de ceniza volcánica compuestos principalmente por alófana y halloysita, pierden sus características de plasticidad cuando son secados al aire o en el horno. En este caso la pérdida de plasticidad podría estar causando el corrimiento de la curva de retención de agua del suelo compactado hacia la izquierda.
- De acuerdo con Miller et al. (2002), el suelo sometido a esfuerzos de compactación menores a la energía estimada en el ensayo proctor estándar, tendrá mayor porosidad y por ende la curva de retención estará desplazada hacia la izquierda y hacia abajo con respecto a la curva de retención del suelo en condición natural (ver figura 4.22). Estos autores también sugieren que podría presentarse un cruce de las curvas en valores muy cercanos al contenido de agua de saturación, lo cual al parecer no se presenta al

observar los valores de contenido de agua de saturación en términos de ( $\omega$ ) ó ( $\theta$ ) en las tablas 4.3 y 4.4.

- Cabe resaltar que el contenido de agua de compactación corresponde a un contenido de agua similar al medido en la muestra in situ, por lo cual se considera que su diferencia no es significativa dentro del proceso de análisis de las curvas en estudio. Miller et al. (2002), encontraron que la humedad de compactación no implica cambios sistemáticos en las curvas de retención en muestras compactadas con diferentes energías. Los datos de Marinho & Chandler (1993) indican que las curvas de retención son esencialmente independientes del contenido de agua de compactación. En los estudios de Marinho & Chandler (1993) y Miller et al. (2002), los rangos de humedad en los que se identificó la poca incidencia de la humedad de compactación son pequeños, por lo cual no es concluyente este argumento.
- Algunos autores en el campo de la edafología (García y Sosa, 2003) han encontrado que para suelos limosos la succión para valores de Contenido de agua menores a 35%, es mayor en muestras compactadas que en las muestras naturales. En este caso no se muestra esta tendencia posiblemente porque las condiciones de compactación durante el experimento fueron estimadas para que se alcanzara una condición aproximada a la natural en términos de densidad seca y contenido de agua, teniendo en cuenta que la energía equivalente de compactación que se provee es del 24% de la energía Proctor Estándar.

De acuerdo a los valores de succión para contenido de agua residual ( $\psi_r$ ) mostrados en las tablas 4.3 y 4.4, para el suelo natural y suelo compactado, respectivamente. Se infiere que la energía de compactación suministrada al suelo compactado, no tiene la magnitud necesaria para lograr conformar una fábrica lo suficientemente cerrada que permita obtener valores similares de succión en el contenido de agua residual. Miller et al. (2002), encontraron que a mayor energía de compactación el valor del contenido de agua residual, aumenta. La curva de retención de la muestra compactada se encuentra desplazada a la izquierda de la correspondiente para el material en estado natural. Para valores de contenido de agua constante, la succión en el material compactado oscila entre el 59% y el 31% de la correspondiente al material natural (ver tabla 4.5).

Tabla 4.5. Diferencia entre succión matricial para muestra compactada y muestra natural.

Contenido de agua Gravimétrico w (%)	Succión matricial Suelo Natural (MN)	Succión matricial Suelo Compactado (MH)	(MH/MN)*100 %
	kPa	kPa	
10	14900	8780	59
20	4250	2460	58
30	1520	834	55
40	524	261,2	50
50	131,4	53,5	41
55	45,7	14,3	31

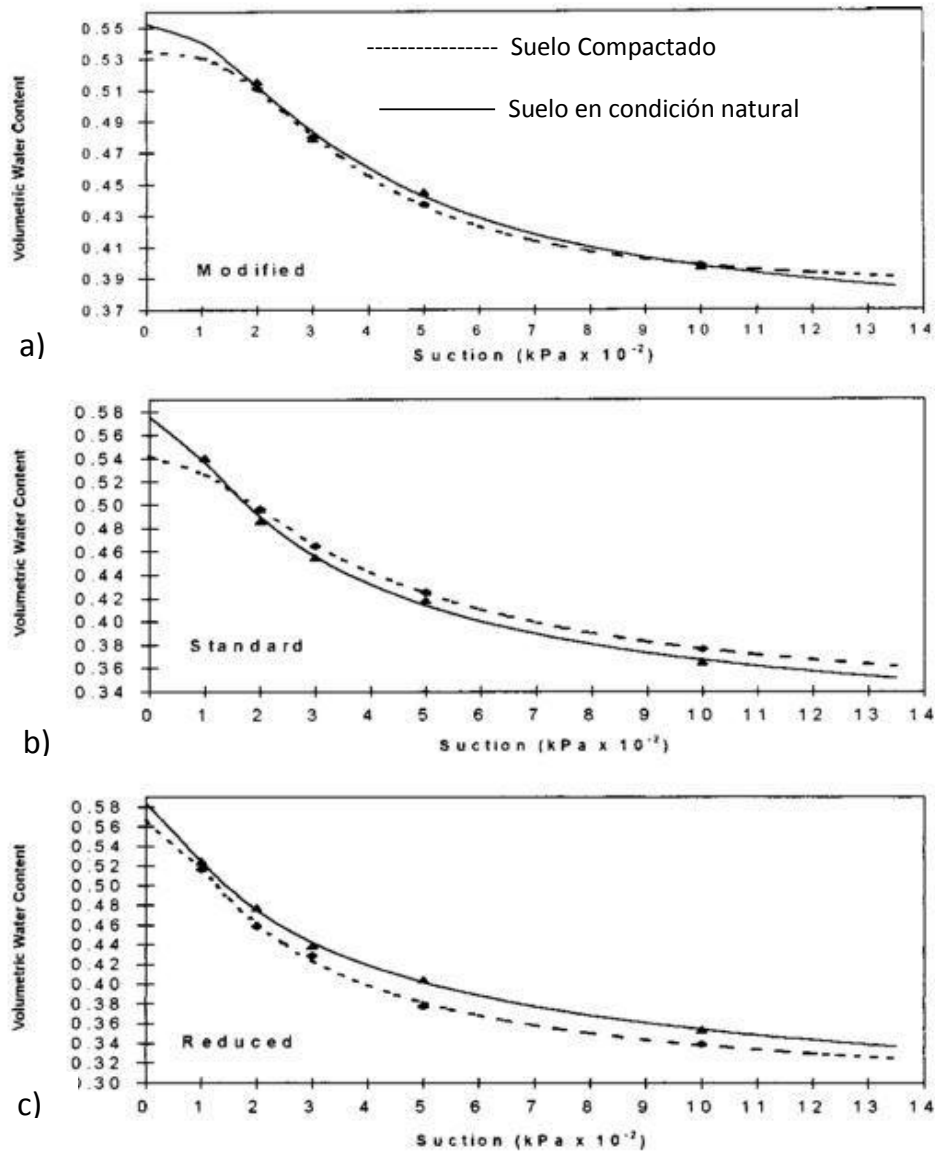


Figura 4.22. Influencia de la energía de compactación en la curva de retención de agua. A) energía Proctor modificado. B) energía proctor estándar. C) energía reducida. Miller et al. (2002)

La figura 4.23 muestra las curvas de retención de agua para las condiciones de suelo natural y compactado con características similares ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ). Además, se han graficado los valores (succión matricial – Contenido de agua de compactación) para todos los especímenes fabricados en este estudio por el método de compactación estática (Suelo LAA-PCE). En esta figura se observa que a humedad constante, las muestras compactadas registran menores valores de succión que el suelo natural. Aunque no se realiza un análisis detallado de la incidencia de la energía y la humedad de compactación como se hizo con las figuras anteriores, se podría inferir que de acuerdo al material usado en este estudio y siendo coherentes con el argumento de Frost (1967), Mitchell & Sitar (1982) y Wesley (2002), quienes han demostrado que los materiales derivados de ceniza volcánica compuestos principalmente por alófana y halloysita, pierden sus características de plasticidad cuando son secados al aire o en el horno, podríamos decir que la pérdida de plasticidad estaría causando inicialmente el comportamiento de presentar menores valores de succión a humedad constante, que la muestra inalterada. La incidencia del índice de plasticidad sobre la curva de retención fue observada por Miller et al. (2002), quienes encontraron que independientemente del valor del contenido de agua y energía de compactación, las curvas de retención se desplazan hacia abajo cuanto más bajo sea el valor del índice de plasticidad. En la figura se observa una tendencia de los puntos y curvas a converger a valores de succión muy altos, lo cual concuerda con lo encontrado por Vanapalli et al (1999) y Fredlund & Rahardjo (1993).

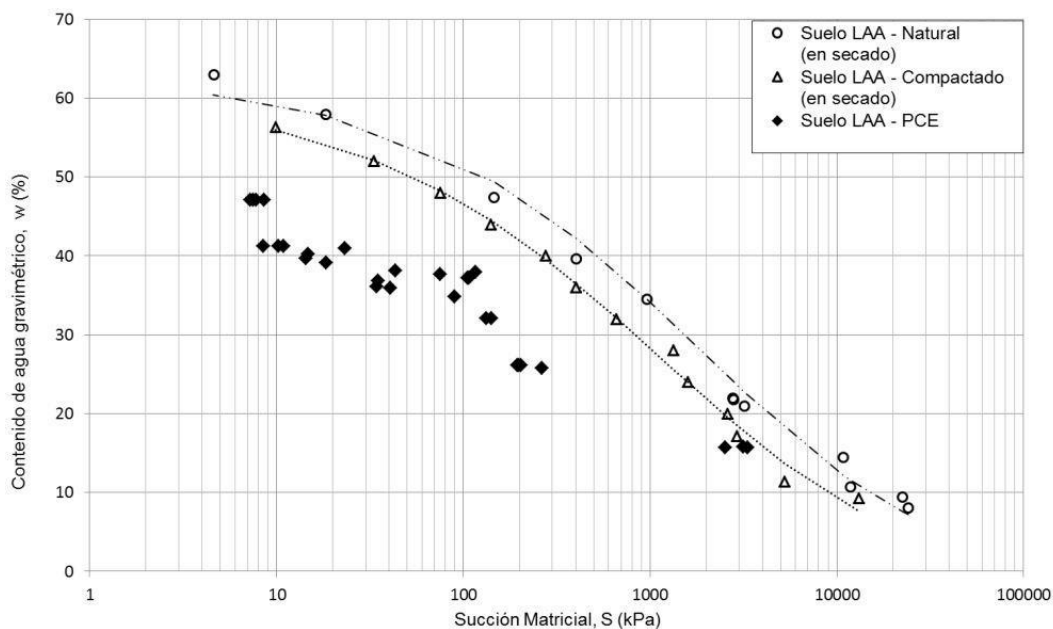


Figura 4.23. Curvas de retención de agua (en proceso de secado) del suelo natural, muestra compactada y los resultados de medición de succión para muestras compactadas a diferentes contenidos de agua iniciales y bajo energías de compactación diferentes.

## 4.4 Ensayos de Comportamiento Mecánico

Las condiciones y la naturaleza del proceso de compactación inciden en la fábrica y estructura final del suelo, dependiendo de factores intrínsecos del material como la forma, tamaño y mineralogía de las partículas, además de la química del agua de poros (Buenfil, 2007). La succión del agua asociada a cada estado de compactación es una información adicional de gran interés para entender el comportamiento del suelo en dos aspectos fundamentales: la resistencia en el estado inicial de compactación, y la resistencia cuando exista cambio de humedad posterior a la compactación. En la práctica existen propiedades como la rigidez, la respuesta frente a cambios de humedad y la resistencia al corte en los suelos compactados, que son de interés y están esencialmente determinadas por el estado inicial de compactación (Alonso, 2010). Como parte del programa experimental, se abordó el estudio del comportamiento de resistencia al corte del suelo compactado a partir de los diferentes estados iniciales. Para cumplir con este objetivo se tuvieron en cuenta las diferentes variables que pueden participar en el proceso (densidad seca, contenido de agua, succión, saturación y esfuerzo normal de compresión). El análisis y discusión de las pruebas de corte directo se presentan en esta sección.

### 4.4.1 Ensayos de corte directo

Para evaluar las características de resistencia al corte del material compactado se utilizó el equipo convencional de Corte Directo. El material ensayado corresponde al suelo compactado estáticamente y a muestras compactadas con la metodología proctor, teniendo en cuenta las variables de compactación ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ). Se llevaron a cabo los siguientes tipos de ensayos:

- Ensayos con etapa de consolidación y drenados en la etapa de falla, sin saturar.
- Ensayos con etapa de consolidación y drenados en la etapa de falla con muestra casi saturada (inundando).

El material usado en esta investigación corresponde a un suelo derivado de ceniza volcánica de la zona de Palestina (Caldas), lugar donde actualmente se construye el Aeropuerto del Café. En el proyecto de construcción mencionado se involucran terraplenes de gran altura cuyo material de construcción es el suelo residual derivado de ceniza volcánica, cenizas volcánicas y un mezcla de los dos anteriores (Sánchez, 2008). Para este estudio se realizaron ensayos de corte directo usando un esfuerzo normal inicial ( $\sigma_n$ ) de  $1\text{kgf/cm}^2$  (98,07kPa) para todas las muestras; este esfuerzo simula una sobrecarga de 6m de altura de terraplén. De manera general el comportamiento esfuerzo – deformación de los especímenes ensayados está relacionado con la densidad y el

contenido de agua inicial de compactación. El comportamiento de los especímenes se resume a continuación:

- El suelo natural y el compactado dinámicamente con Contenido de agua cercano al óptimo, exhiben un comportamiento frágil y dilatante de acuerdo como se observa en la figura 4.24. Se puede inferir que esta respuesta está gobernada por la densidad, aunque existe mayor dilatación en la muestra en estado natural. En la muestra compactada por el método Proctor Estándar se observó expulsión de agua durante la compactación y aunque tiene la misma densidad que la muestra natural, presenta mayor fragilidad en la etapa de falla. La resistencia residual tiende hacia el mismo valor de esfuerzo cortante en las dos muestras. La diferencia en la respuesta tanto en resistencia como en el comportamiento dilatante podría deberse a la diferencia de estructura entre las dos muestras.

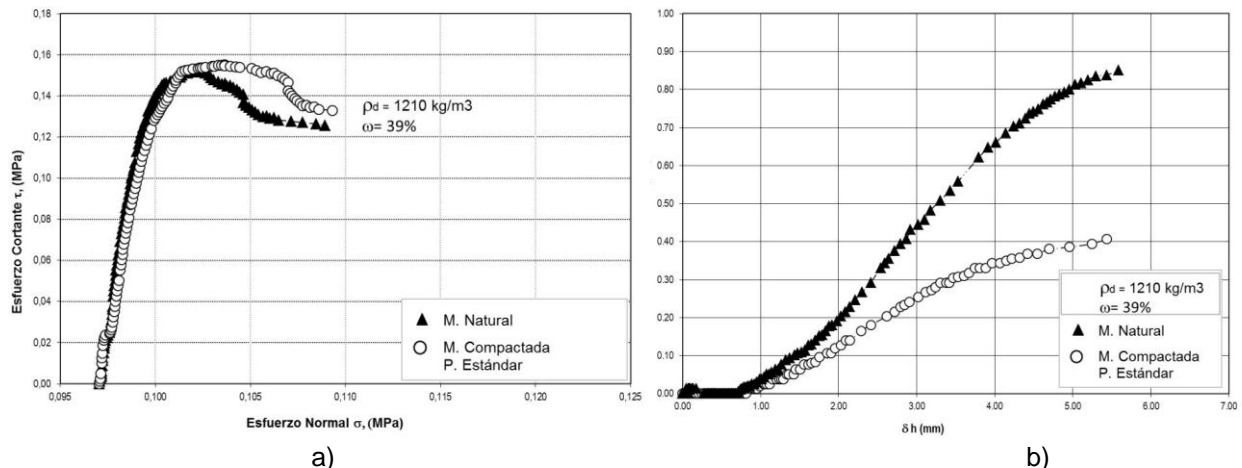


Figura 4.24. Pruebas de corte directo con muestras a igual densidad seca para muestra natural y compactada con Proctor Estándar. a) Trayectoria de esfuerzos ( $\sigma_n$ ,  $\tau$ ). b) Desplazamiento horizontal ( $\delta h$ ) vs desplazamiento vertical ( $\delta v$ ).

- Para igual densidad, la resistencia máxima en muestras compactadas por el lado seco es superior a la obtenida en muestras compactadas por el lado húmedo (humedades mayores a 26%). En la figura 4.25; se muestran las trayectorias ( $\sigma_n$ ,  $\tau$ ), en los ensayos de corte directo para diferentes densidades secas ( $\rho_d$ ). En la gráfica se puede observar que a igual densidad seca ( $\rho_d$ ), los especímenes compactados a contenidos de agua bajos, tienden a desarrollar mayor resistencia al corte, que las probetas compactadas a contenidos de agua mayores. Por otra parte, al observar el efecto de la densidad seca ( $\rho_d$ ), se puede verificar que conforme aumenta la densidad seca el comportamiento tiende a presentar picos de resistencia pronunciados cuando los especímenes han sido compactados por

el lado seco, pero en especímenes compactados con humedades mayores, sin importar el aumento de densidad seca en el suelo, se continua presentando un comportamiento dúctil en las trayectorias. También se observa que la resistencia residual y la resistencia pico siempre tienden hacia un mismo valor conforme aumenta el esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ). Se podría inferir que la mayor resistencia está asociada con el aumento de las tensiones capilares, ya que para humedades inferiores a 26% los valores de succión matricial superan los 320 kPa.

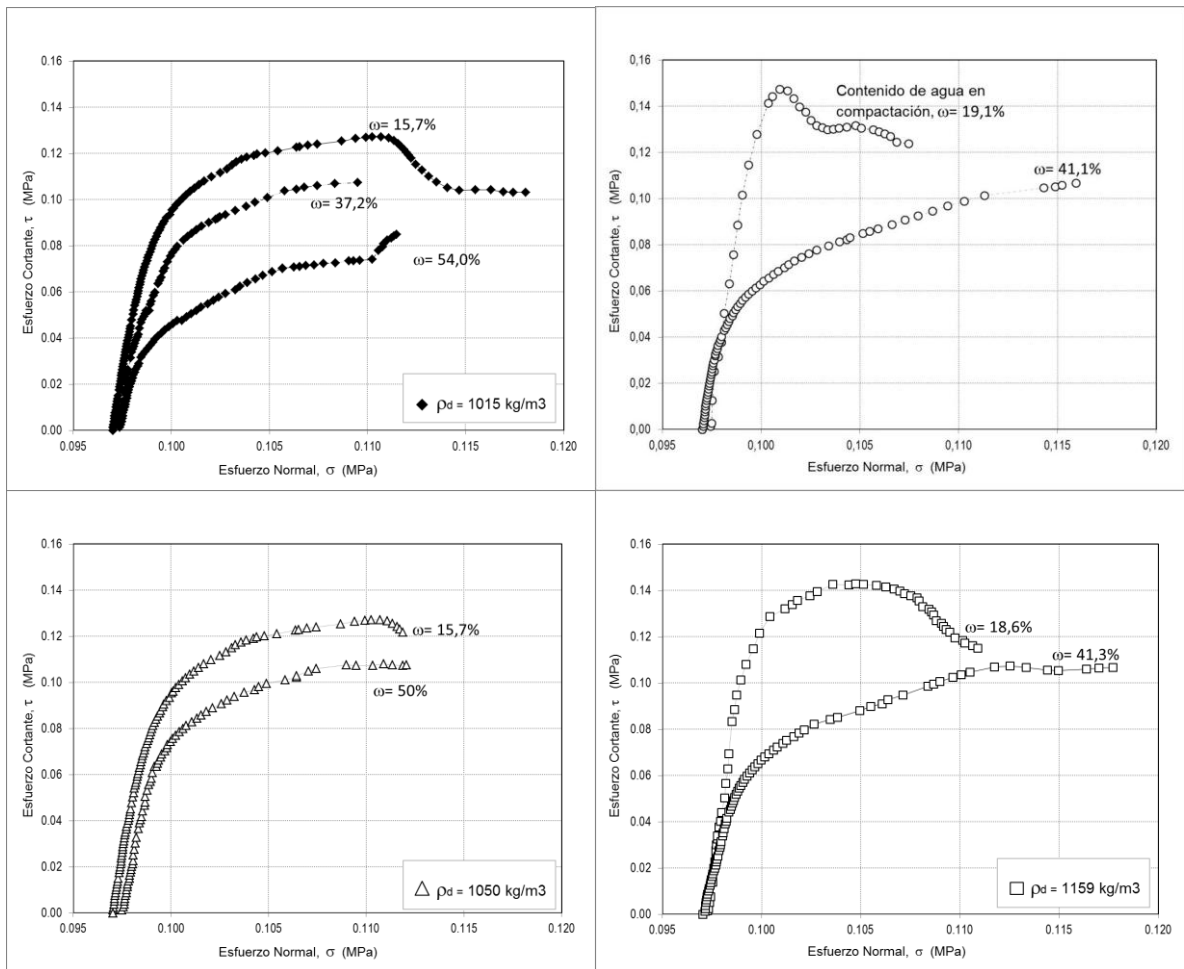


Figura 4.25. Trayectoria de esfuerzos ( $\sigma_n$ ,  $\tau$ ) en función del contenido de agua de compactación y la densidad seca.

- El comportamiento dilatante y frágil se presenta para especímenes con densidades altas y compactados por el lado seco (humedad menor a 26%), por el contrario las probetas compactadas con humedades superiores a 26% y con densidades menores a 1100 kg/m<sup>3</sup> presentan comportamiento dúctil y compresivo ó dilatancia nula.

- El comportamiento esfuerzo – desplazamiento es compatible con la tendencia de cambio de volumen, ya que los especímenes que presentan mayor resistencia al corte son los mismos en los que se observa mayor dilatancia.
- Se estudió la incidencia de la humedad de compactación sobre el comportamiento en especímenes inundados (casi saturados) con igual densidad seca, pero diferente humedad de compactación. En la figura 4.26 se presenta el comportamiento de dos muestras con igual densidad seca, en las cuales se anuló el efecto de las fuerzas capilares mediante la saturación. El comportamiento es dúctil durante la etapa de falla, sin presencia de pico y aunque es paralelo, el comportamiento difiere en los valores de resistencia alcanzados, lo cual sugiere diferencia en la estructura ó arreglo de las partículas al final de la etapa de compactación. Al respecto se debe aclarar que este análisis se hizo en un par de muestras compactadas a baja densidad seca y no se estudió la diferencia con muestras compactadas a densidades secas mayores a 1100 kg/m<sup>3</sup>.

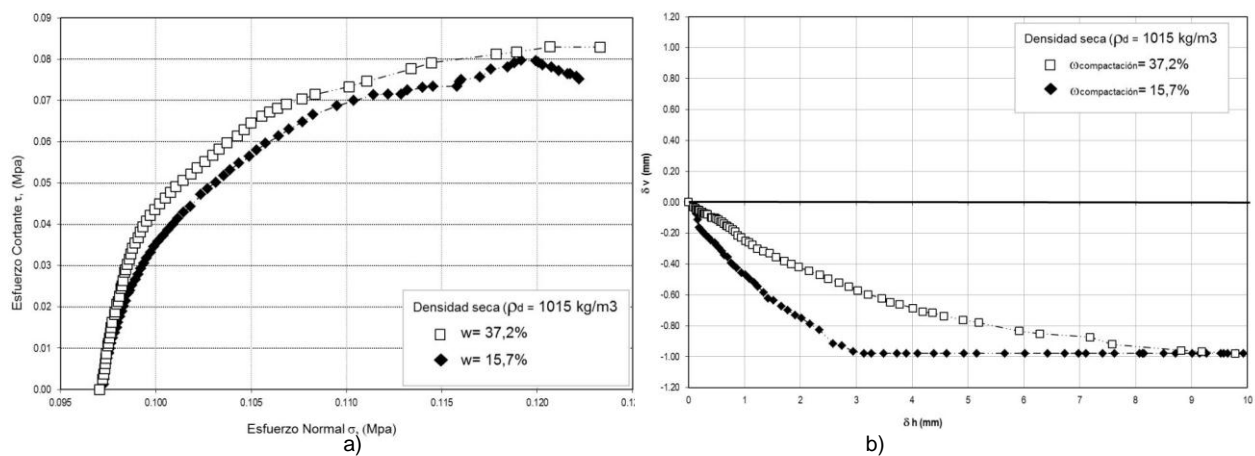


Figura 4.26. Pruebas de corte directo con muestras compactadas a igual densidad seca a diferente humedad, pero saturadas en la etapa de falla. a) Trayectoria de esfuerzos ( $\sigma_n$ ,  $\tau$ ). b) Desplazamiento horizontal ( $\delta h$ ) vs desplazamiento vertical ( $\delta v$ ).

En la figura 4.27, se ha graficado cuatro especímenes que tiene la misma densidad seca ( $\rho_d$ ), tres de los cuales se han compactado estáticamente a diferentes humedades, la otra muestra corresponde a un espécimen en estado natural. En la figura se observa que los especímenes compactados nunca alcanzan la resistencia obtenida en el espécimen natural, pese a que el contenido de agua en el espécimen natural es el mayor entre las cuatro probetas. Las probetas compactadas con altos contenidos de agua presentan comportamiento dúctil, mientras que la probeta compactada a baja humedad, presenta un comportamiento frágil, pero con un pico de resistencia menor que el pico que describe el comportamiento en la probeta natural.



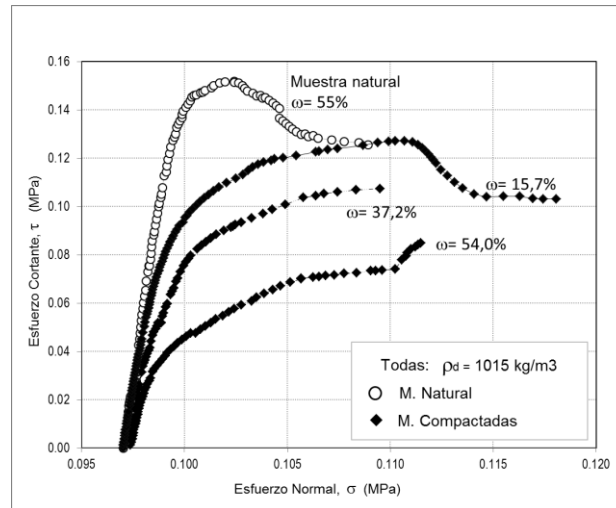


Figura 4.27. Trayectoria de esfuerzos ( $\sigma_n$ ,  $\tau$ ). Muestras en función de la humedad

Wesley (2002), destaca la importancia que tiene la estructura y composición mineralógica en las propiedades de los suelos alofánicos. El autor toma como referencia el término de estructura para referirse a aquellas propiedades que se alteran o se pierden por el remoldeo del suelo. Se puede inferir que la alta resistencia en el suelo inalterado es consecuencia de la estructura intacta. Es importante reconocer que la resistencia al corte y la compresibilidad se ven altamente influenciadas por el proceso de remoldeo del suelo, lo mismo que la conductividad hidráulica, aunque en este estudio no se hacen pruebas para evidenciar el comportamiento de esta última propiedad.

Pickens (1980) ilustra un método para especificar las condiciones de compactación de acuerdo a un mínimo valor de resistencia al corte no drenado ( $q_u$ ) y el valor máximo de aire en los poros (comúnmente entre 8% y 12%). En la figura 4.28 se muestra la relación entre la resistencia al corte ( $\tau$ ) y el contenido de aire en los poros, para diferentes valores de densidad seca ( $\rho_d$ ) en ensayos de corte directo, para el suelo de este estudio. Los resultados indican que la resistencia al corte está notablemente influenciada por el contenido de aire en los poros en el rango comprendido entre el 6% y 11%, que es el rango en el cual se encuentran los más altos valores de resistencia al corte. Con esto se podría lograr un criterio de compactación para el material en estudio que estaría basado en el contenido de aire en poros y la densidad seca ( $\rho_d$ ), para conseguir una resistencia especificada.

Las propiedades deseadas en la construcción de un relleno compactado son: baja compresibilidad, alta resistencia y estabilidad a largo plazo. Estas propiedades y la forma en que pueden variar dependiendo del estado inicial de compactación se pueden describir de una manera más simplificada, teniendo como referencia la curva de saturación o línea cero de contenido de aire en los vacíos, que existe para cada suelo. La compresibilidad, la estabilidad y la resistencia se rigen principalmente por la densidad las partículas del suelo. Pickens (1980) muestra la explicación de este aspecto al comparar

los puntos A y B en la figura 4.29. Estos puntos representan dos estados iniciales de suelo compactado. El suelo más denso representado por el punto A podría alcanzar un estado representado por el punto A1 si la saturación ocurre por la compresión a contenido de agua constante, y alcanzaría A2 si la saturación ocurre sin cambiar la densidad del suelo, por ejemplo como resultado de infiltración. B representa un estado inicial menos denso, para el cual podría ocurrir un cambio en B y pasar a B1 o B2. Si se consideran los intervalos A-A1 y B-B1 como una medida del potencial de compresibilidad (dejando a un lado las propiedades de elasticidad y consolidación del suelo), el suelo representado por la condición A se espera que sea menos compresible que el representado por la condición B. La estabilidad de la cada tipo de estado, estará expresada en términos de la reducción del potencial por aumento en el contenido de agua y el consecuente ablandamiento. La estabilidad del suelo A entre (A1 y A2), es mejor que la del suelo B y la resistencia del suelo en el punto A1 es más alta que en el punto A2, y en A2 es más alta que en B1 y B2, del mismo modo que la resistencia inicial en A excederá a la resistencia en B.

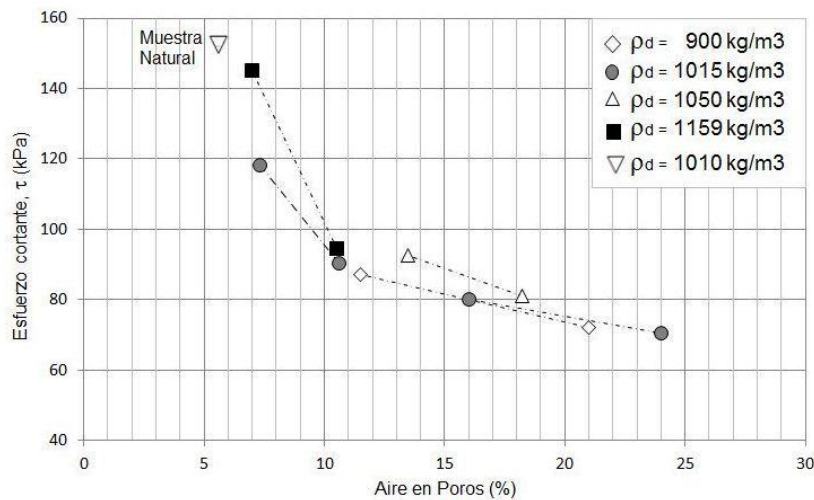


Figura 4.28. Relación resistencia al corte ( $\tau$ ) contra Aire en poros en función de la densidad seca ( $\rho_d$ )

La idea sobre el desarrollo de las propiedades de compactación basada en la línea de cero aire en los vacíos, se cree que es más útil que la compresión de las curvas de compactación, y ayuda a la generación de especificaciones alternativas de compactación. El enfoque de pruebas y control de compactación en campo basado en el contenido de aire en los vacíos del suelo y la resistencia al corte, ha demostrado ser adecuado para distintos tipos de suelo. La resistencia se define y se mide normalmente por pruebas de compresión inconfiada, CBR, o pruebas in situ con veleta de corte. Para el control en campo se debe calcular el contenido de aire en los vacíos, teniendo previamente los datos de la densidad de campo, el contenido de agua y la gravedad específica de los sólidos del suelo. La resistencia se mide directamente en campo

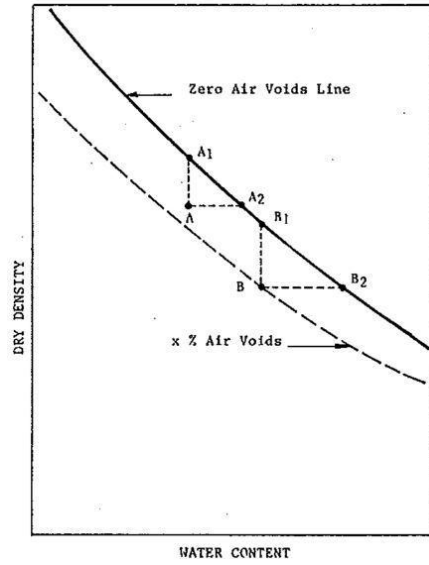


Figura 4.29. Estados de compactación de acuerdo al contenido de aire en poros. Pickens (1980)

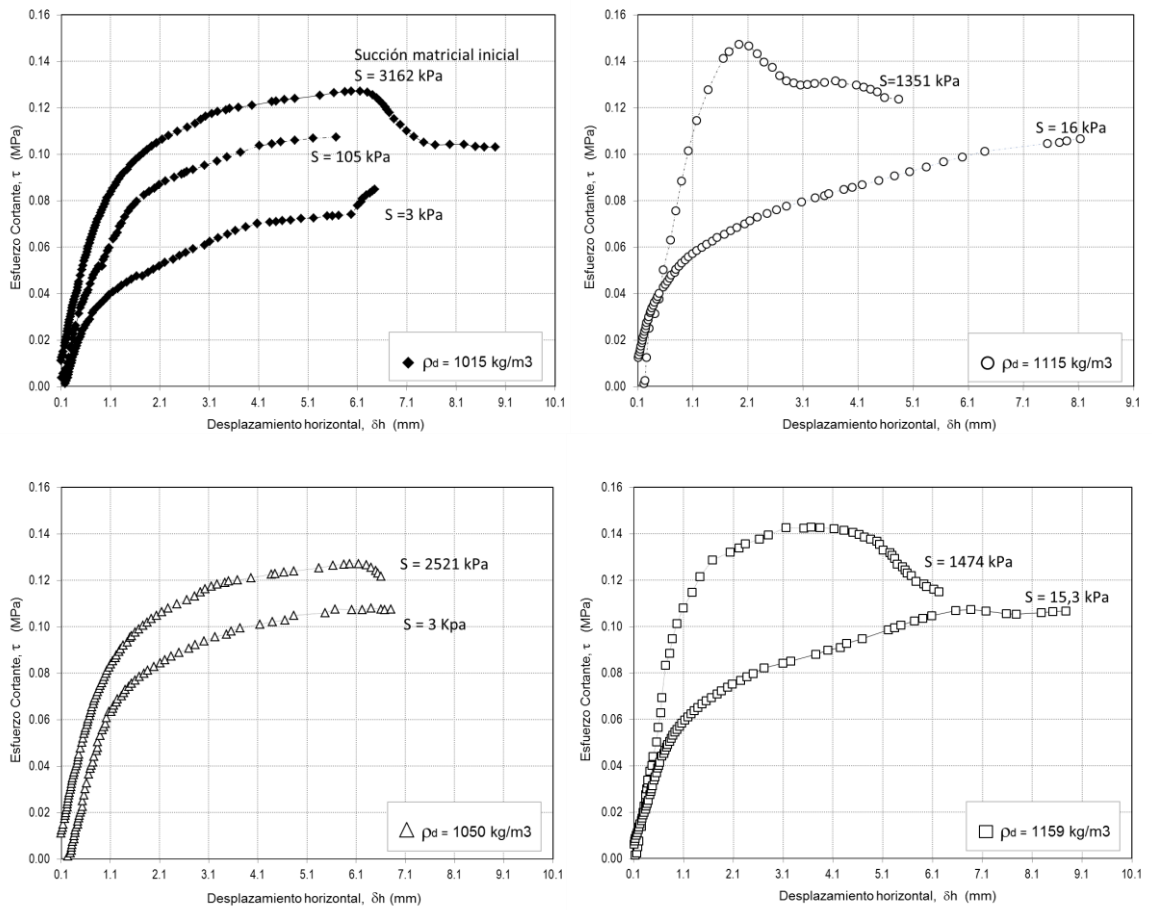


Figura 4.30. Esfuerzo cortante en función de la Succión matricial inicial y la densidad seca.

En la figura 4.30 se observa que conforme aumenta la succión matricial inicial del espécimen, aumenta la resistencia al corte. Estos valores fueron evaluados para densidad constante y el mismo esfuerzo normal inicial; aclarando que para calcular este esfuerzo se debe realizar la respectiva corrección de área durante el ensayo. En las trayectorias se observa que el material presenta ablandamiento por deformación para todas las densidades evaluadas, para valores altos de succión. En los especímenes con valores bajos de succión se presenta endurecimiento por deformación para las cuatro densidades evaluadas. Esto significa que la densidad y la succión son factores importantes que influyen en el comportamiento de endurecimiento o ablandamiento de suelos parcialmente saturados compactados.

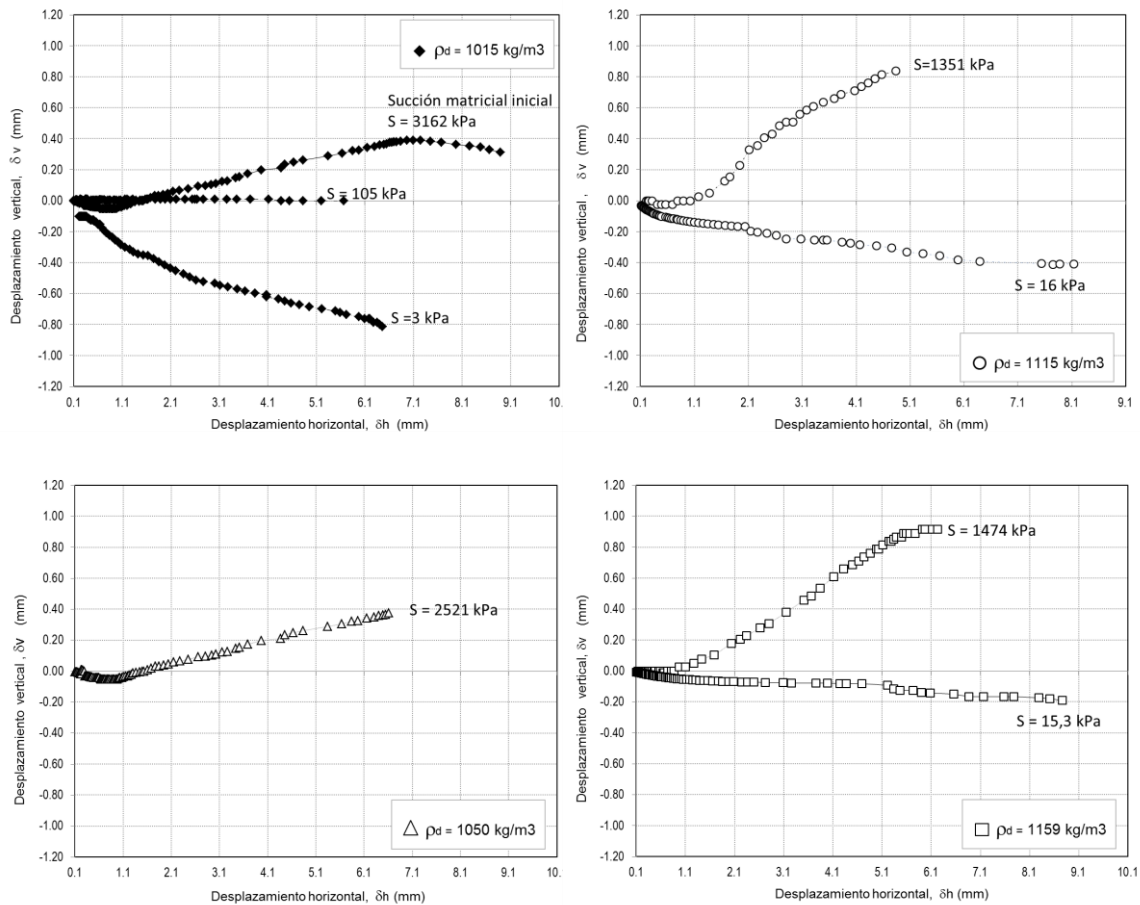


Figura 4.31. Curvas desplazamiento horizontal ( $\delta h$ ) contra desplazamiento vertical ( $\delta v$ ) en función de la Succión matricial inicial y la densidad seca.

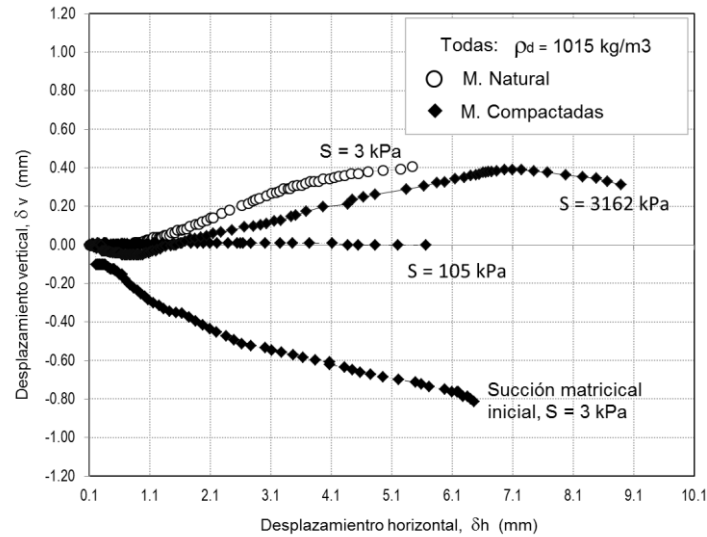


Figura 4.32. Curvas desplazamiento horizontal ( $\delta h$ ) contra desplazamiento vertical ( $\delta v$ ) en muestras compactadas y muestra natural a la misma densidad seca.

En la figura 4.31 se muestra la relación entre desplazamiento horizontal y desplazamiento vertical para ensayos a igual esfuerzo normal y para diferentes valores de succión inicial en muestras con igual densidad seca de 1015, 1050, 1115 y 1159  $\text{kg/m}^3$ . Los resultados muestran un comportamiento dilatante para altos valores de succión inicial a cualquier valor de densidad seca evaluado. A mayor densidad seca, se observa mayor dilatación. De acuerdo con (Hossain y Yin, 2010), esto puede ser explicado con el hecho de que el contenido de agua es reducido a altas succiones y las partículas de suelo no se pueden mover unas alrededor de otras, pero tratan de remontarse unas sobre otras cuando el corte se realiza con esfuerzos normales reducidos, lo que causa mayor dilatación. A valores bajos de succión se observa un comportamiento de disminución de volumen para las densidades evaluadas. Se puede inferir que el comportamiento dilatante o contráctil del suelo compactado de este estudio, depende en mayor medida de las condiciones de succión inicial que del valor de densidad seca. La figura 4.32 muestra el comportamiento de cambio volumétrico con respecto a la succión matricial a densidad constante en muestras compactadas y una muestra natural. Se observa un comportamiento dilatante en la muestra natural, pese a encontrarse con una succión matricial inicial excesivamente baja, lo cual resalta la importancia de la estructura original del suelo, que podría estar proporcionando mayor rigidez durante el ensayo de corte directo, como se muestra en la figura 4.28.

La figura 4.33 muestra la variación de la resistencia al corte con la succión inicial y la densidad seca de las muestras compactadas para el material de este estudio, en ensayos de resistencia al corte, usando un esfuerzo normal inicial ( $\sigma_n$ ) de 98,07 kPa. En los resultados se observa que para valores bajos de succión ( $S < 105 \text{ kPa}$ ), la resistencia al corte disminuye con la succión con una pendiente mucho mayor, que la que se nota en el rango de succión entre 110 y 3200 kPa; esto implica que la variación de la resistencia

al corte del material difiere en la rama seca y en la rama húmeda del contenido de agua óptimo de compactación, si se tiene en cuenta que la succión inicial próxima a 105 kPa se presenta para las muestras con los contenidos de agua cercanos a 37% (óptimo).

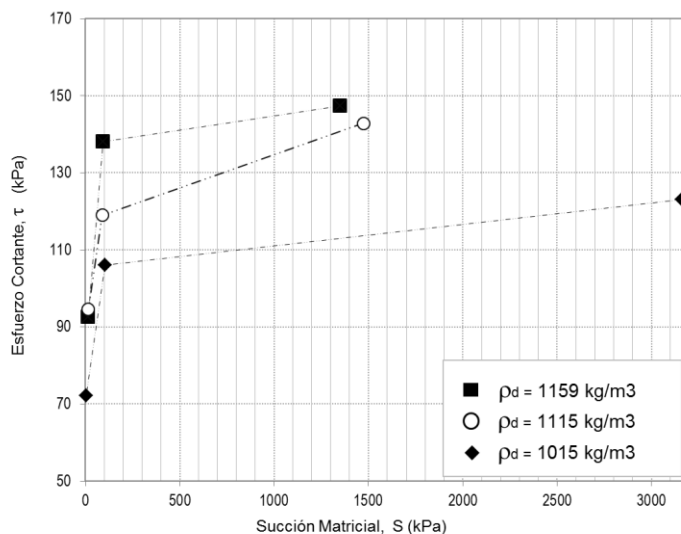


Figura 4.33. Resistencia al corte en función de la succión inicial y la densidad seca.

## 4.5 Experimento de Hvorslev sobre la resistencia del material en el estado de falla

El experimento realizado por Hvorslev (Hvorslev, 1937) se ejecutó con pruebas drenadas a deformación controlada. En el experimento, la caja de corte es inmediatamente desmantelada después de que ocurre la falla, esto con el fin de conocer el contenido de agua promedio en la zona de falla. Para lograrlo se usa una franja de 3mm de espesor y 2cm de ancho en la zona media del área de falla y se divide en cinco partes (ver figura 4.34).

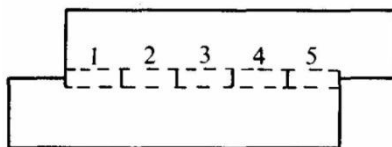


Figura 4.34. Especímenes para la determinación del contenido de agua promedio en la zona de falla (Hvorslev, 1937)

En la figura 4.35, se indica un ciclo de compresión virgen y la descarga en el material de este estudio mediante la línea continua y los puntos mostrados con un triángulo. Nueve especímenes fueron preparados cada uno para una diferente etapa en el ciclo. Muestras gemelas se llevaron hasta la etapa de falla (En ensayo de corte directo), varias de ellas exhiben pérdida de agua y el espécimen 7, muestra ganancia de agua en la zona de falla durante la distorsión. Para siete especímenes, los puntos marcados con un círculo indican su estado inmediatamente después de la falla. Una línea discontinua se dibuja para vincular dichos puntos, pero esto no quiere decir que el espécimen cambie (p.e. desde el estado de falla 4 al estado de falla 5).

En la figura 4.36, se muestran los resultados de las resistencias de los especímenes en la falla. Los datos de las figuras 4.35 y 4.36 parecen confusos, pero Hvorslev introdujo una mayor simplificación para mostrar estos resultados. En la figura 4.37, se dibuja nuevamente la curva de línea discontinua de la figura 4.35 junto con la línea continua de compresión virgen. Para cada contenido de agua sobre la curva discontinua se lee el valor del esfuerzo normal en la curva de compresión virgen, al cual Hvorslev denomina esfuerzo de compresión equivalente  $\sigma'_e$ ; en la gráfica, se muestran los puntos 1 a 7. Hvorslev, grafica los datos de la figura 4.36 en la forma de la figura 4.38. Todos los datos se encuentran en las proximidades de una línea recta.

$$\frac{\tau}{\sigma'_e} = C + \frac{\sigma'}{\sigma'_e} \tan \rho_o \quad (4.2)$$

$$\frac{\tau}{\sigma'_e} = 0.1273 + \frac{\sigma'}{\sigma'_e} 0.4485$$

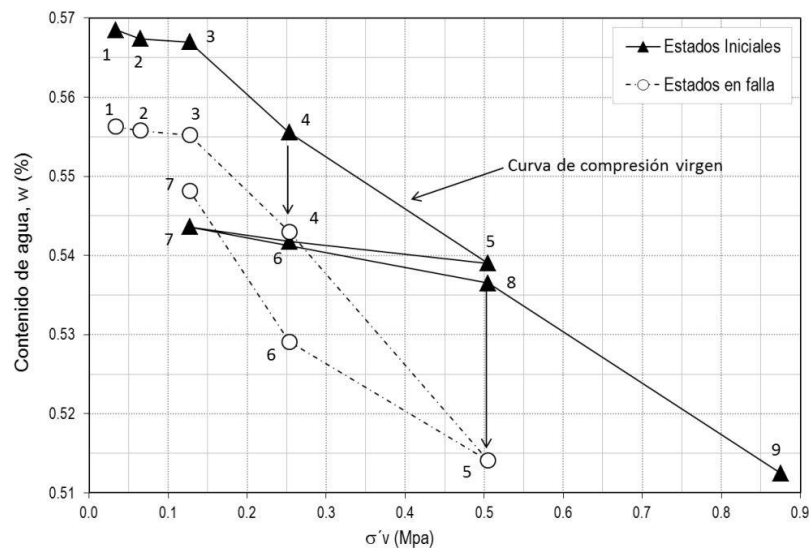


Figura 4.35. Curva de compresión virgen y estados de falla del suelo en estudio para ( $\rho_d=0.95\text{gr/cm}^3$  y  $w_{\text{compactación}}=56\%$ )

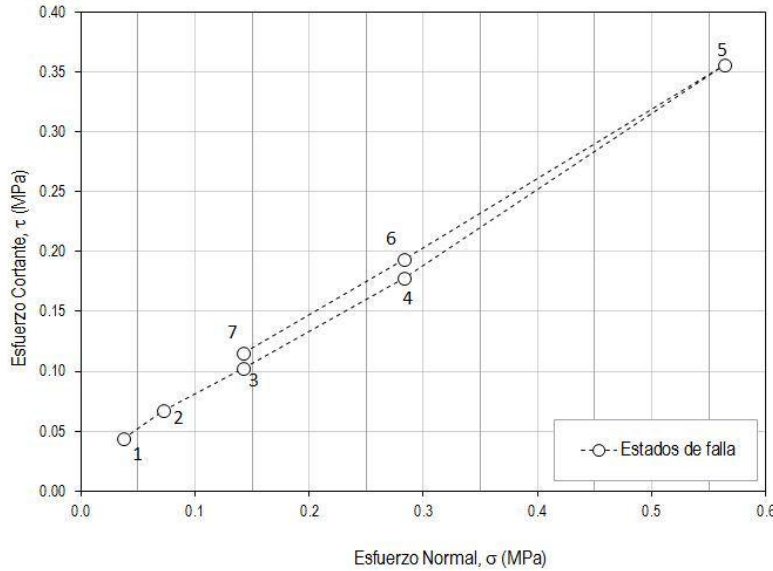


Figura 4.36. Estados de falla de los especímenes para el material de este estudio ( $\rho_d = 0.95 \text{ gr/cm}^3$  y  $w_{\text{compactación}} = 56\%$ )

Se introduce una ecuación para la curva de compresión virgen (en la cual  $l$  es una constante apropiada, para el suelo en estudio  $l$  es igual a 0.012), como se muestra en las expresiones 4.3a y 4.3b.

$$w - w_0 = -l \ln(\sigma'_e) \quad (4.3a) \quad \text{ó} \quad \sigma'_e = \frac{\exp(w_0 - w)}{l} \quad (4.3b)$$

Combinando las ecuaciones 4.2, 4.3a y 4.3b, obtenemos una forma alternativa para expresar  $C$  en función del contenido de agua (ver ecuación 4.4).

$$\tau = C + \sigma' \tan \rho_0, \quad \text{donde}$$

$$C = C(w) = \frac{C \exp w_0}{l} \exp(-w) \quad (4.4),$$

Para el suelo en estudio la ecuación 4.4, se expresa como:

$$C = C(w) = \frac{0.1273 \exp w_0}{0.012} \exp(-w)$$

La ecuación (4.4) aclara un importante significado de la ecuación de Coulomb: que la componente de cohesión  $C$ , aumenta exponencialmente hasta un cierto valor, con la disminución del contenido de agua.



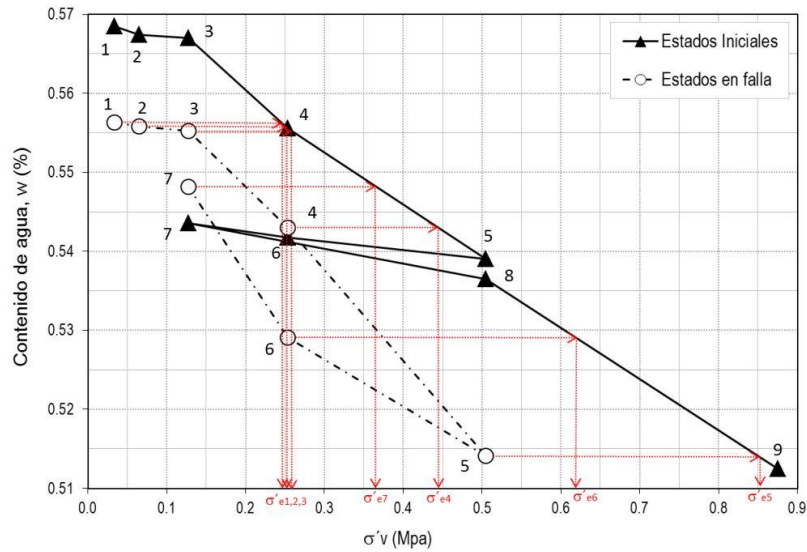


Figura 4.37. Derivación del esfuerzo de compresión equivalente (después de Hvorslev)

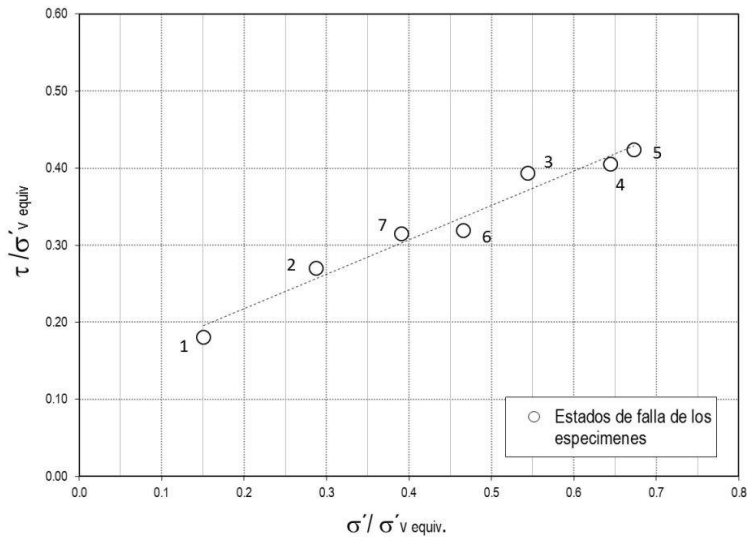


Figura 4.38. Estados de falla de los especímenes para el material de este estudio.

De acuerdo con el experimento de Hvorslev, la falla ocurre en un rango limitado de estados del suelo; en el suelo de este estudio el rango donde ocurre la falla es  $0,15 < (\sigma' / \sigma'e) < 0,68$ . Para la arcilla Wiener Tegel V (ver figura 4.39), el rango es  $0,05 < (\sigma' / \sigma'e) < 0,6$ . En el suelo estudiado, para el rango de valores superiores a 0,68 no se observa la falla. Tal como ocurre en la experiencia de Hvorslev para  $0,6 < (\sigma' / \sigma'e)$ . En la figura 4.40 se muestra el rango de datos del experimento de Hvorslev para la arcilla

Wiener Tegel V, donde existe una acumulación de puntos en el extremo C de la línea en el límite entre las regiones I y II; a la luz teoría se infiere que C indica la cercanía al estado crítico. Especímenes originalmente en la región I, siendo más húmedos que el crítico, se habrán movido a través de esa región en el proceso de cedencia antes de la falla. Cuando se aproximan al estado crítico podrán fallar, terminando con el proceso de cedencia.

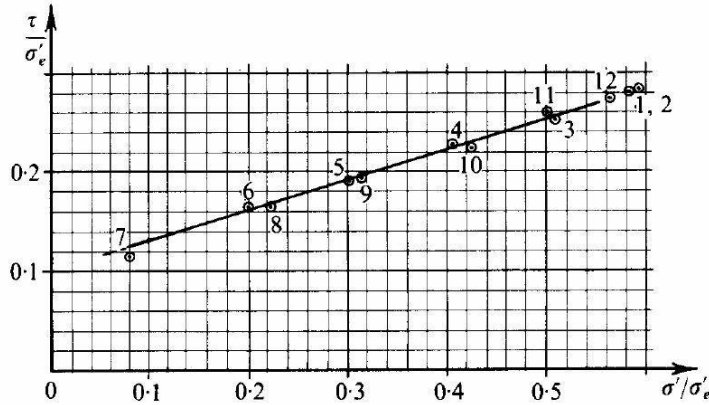


Figura 4.39. Datos de falla para la arcilla Wiener Tegel V. (Después de Hvorslev)

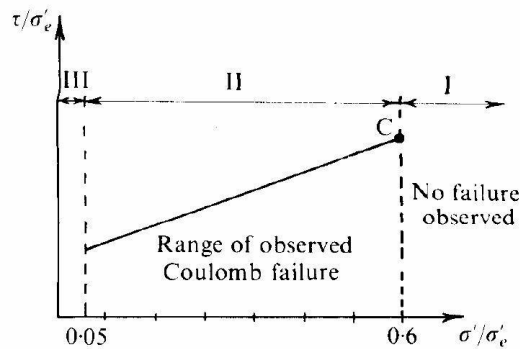


Figura 4.40. Rango de datos de falla observado para la arcilla Wiener Tegel V. (Schofield y Wroth, 1965)

## 4.6 Referencias del Capítulo

Alonso E. 2010. Suelos compactados en la teoría y en la práctica. Universidad Politécnica de Cataluña.

Alonso, E.E., A. Gens y D.W. Hight (1987) Special problem soils. General Report. Proc. 9th Eur. Conf. S.M.F.E. 3: 1087-1146

ASTM D698–12. Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soils using standard effort (600 kN.m/m<sup>3</sup>).

Buenfil C. 2007. Caracterización experimental del comportamiento hidromecánico de una arcilla compactada. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.

Capdevila J. 2008. Comportamiento Tensión-Deformación del Loess del Centro de Argentina en Campo y Laboratorio: Influencia de los Parámetros Estructurales. Tesis Doctoral. Universidad Nacional de Córdoba.

Delage, P. 2009. Discussion to Compaction behaviour of clay by Tarantino and De Col. Géotechnique, 59(1): 75–76.

Fleureau, J.-M., Verbrugge, J.C., Huergo, P.J., Correia, A.G. & Kheirbek-Saoud, S. 2002. Aspects of the behavior of compacted clayey soils on drying and wetting paths. Canadian Geotech. J., 39(6): 1341–1357.

Fredlund, D & Rahardjo, H. 1993. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley Sons. N. Y.

Fredlund, D.G., Xing, A., Fredlund, M.D. & Barbour, S.L. 1996. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. Canadian Geotech. J., 33(3): 440–448.

Frost, R.J. 1967, Importance of correct pre-testing preparation of some tropical soils. Proc. First Southeast Asian Regional Conf. on Soil Engineering, Bangkok: 44-53.

García J. C. 2004. Efectos de los cambios de humedad en la resistencia de un suelo parcialmente saturado derivado de ceniza volcánica. Tesis para optar al título de Magister en geotecnia. Universidad Nacional de Colombia.

García J y Sosa F. 2003. El agua del suelo. Cátedra de Edafología. Universidad Nacional de Tucumán. Argentina.

Gerscovich, D., Sayao, A. 2002. Evaluation of the soil-water characteristic curve equations for soils from Brazil. Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT2002, Março, Recife, ISBN 90 58093727 v.1, p295-300.

---

Gitirana, G., Fredlund D., 2004. Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. ASCE. P.209 – 212.

González, N. A., Herrera A. F. y Colmenares J.E. 2004. Estudio experimental del comportamiento volumétrico de suelos compactados. *Memorias del X Congreso, V Seminario Colombiano de Geotecnia, Paipa Colombia*. ISBN 958 -33-6321-9.

Hvorslev, M. J. 1937. *Über die festigkeitseigenschaften Gestorter Bindiger Boden*, Kopenhagen.

Herrera, M. 2006. Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia. Tesis para optar al título de Doctor en ingeniería. Universidad de los Andes.

Hossain, M.A., and Yin, J.H. 2010. Behavior of a compacted completely decomposed granite soil from suction controlled direct shear tests. *Journal of Geotechnical and environmental Engineering*, 136(1): 189–198.

Hossain, M.A., and Yin, J.H. 2010. Shear strength and dilative characteristics of an unsaturated compacted completely decomposed granite soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 47: 1112–1126.

Kett, I., Evans, J., Ingham, J., 2005. *Identifying and effective Binder for the stabilization for allophanic soils*. University of Auckland. New Zealand.

Lerouil S., Hight D.W. 2013. Compacted soils: From physics to hydraulic and mechanical behavior. *Advances in Unsaturated Soils – Caicedo et al. (eds)*, 41 – 59. Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62095-6

Li, Hua. 2001. The family of compaction curves for fine-grained soils and their engineering behaviors. A thesis submitted to the Faculty of Graduate Studies and Research in fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Geotechnical Engineering. University Of Alberta. Canada.

López, R. 2004. Caracterización de medios porosos y procesos percolativos y de transporte. Tesis para optar al grado de Doctor en Física. Universidad Nacional de San Luis (Argentina).

Marinho, F.A.M. & Stuermer, M.M. 1999. The influence of the compaction energy on the SWCC of a residual soil. *ASCE Geotechnical Special Publication 99. Advances in Unsaturated Geotechnics*, pp. 125–141.

Martín, J. M. Adsorción física de Gases y vapores por carbones. Universidad de Alicante. Secretariado de publicaciones de la Universidad de Alicante. 1990

- Mitchell, J. & Sitar, N. (1982). Engineering properties of tropical residual soils. *Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils. Proceedings ASCE, Honolulu, January 11-15, 1982, pp 30-57.*
- Pickens, G. A. 1980. Alternative compaction specifications for Non-uniform fill materials. *Proc. Second P.E.A.A.A. Cont. Manila.*
- Polimón, J. Sansegundo, F. Marín, J. 1976. Las cenizas volcánicas de Montufar. *Revista de Obras Públicas. Vol.1. 12 – 25. Quito. Ecuador.*
- Proctor, R.R. 1933. The design and construction of rolled earth dams. *Engineering News Record III, August 3 1, Sept. 7,21, and 28.*
- Romero E. Characterization and Thermo-hidro-mechanical behavior of unsaturated Boom Clay: An experimental study. Tesis Doctoral. Universidad Politécnic de Cataluña. 1999.
- Romero, E. y Vaunat J. Retention curves of deformable clays. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils. Italy. 2000*
- Ridley, A.M. & Pérez-Romero, J. 1998. Suction-water content relationships for a range of compacted soils. *Proc. 2nd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Beijing, Vol. 1: 114–118.*
- Sánchez, A. 2008. Evaluación del método de Hilf para el control de Compactación de mezclas con suelos volcánicos del Aeropuerto del café, en Palestina (Caldas). Trabajo de grado para optar al título de Especialista en Vías y Transportes. Universidad Nacional de Colombia. Sede Manizales.
- Schofield, A. & Wroth, P. 1965. *Critical State soil Mechanics. Lecturers in Engineering at Cambridge University.*
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G. & Pufahl, D.E. 1999. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Géotechnique, 49(2): 143–159.*
- Venkatarama Reddy, B. V. & Jagadish, K. S. 1993. The static compaction of soils Technical Note. *Géotechnique 43, No. 2, 337-341.*
- Venkatarama Reddy, B. V. & Jagadish, K. S. 1993. The static compaction of soils Technical Note. *Géotechnique 43, No. 2, 337-341.*
- Wesley, L.D. 2003. Geotechnical characterization and behavior of allophane clays. *Proc. International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Singapore. Vol. 2, 1379-1399.*
- Wesley L.D. 2003(a). Geotechnical properties of two volcanic soils. *Geotechnics on the volcanic edge. Tauranga, March 2003. New Zealand Geotechnical Society Symposium. The Institution of Professional Engineers New Zealand.*

Wesley L.D. 2009. Behaviour and geotechnical properties of residual soils and allophane clays. Obras y Proyectos 6, 5-10.

## 5. Análisis y discusión de resultados

### 5.1 Introducción

El mejoramiento de los suelos por compactación es una práctica muy común dentro de la ingeniería geotécnica. Sin embargo, el tema se convierte en un asunto complejo cuando se requiere especificar o evaluar las condiciones bajo las cuales se debe conformar un relleno o terraplén, o cuando se quiere predecir el comportamiento del mismo bajo diferentes condiciones. Con el desarrollo de la mecánica de suelos parcialmente saturados y de tecnologías que permiten realizar pruebas en estos materiales (p.e. nuevos desarrollos en la medición de la succión), se ha mejorado significativamente la comprensión del comportamiento de los suelos compactados. (Leroueil y Hight, 2013).

En esta investigación se estudió el comportamiento mecánico en términos de resistencia al corte de un suelo residual compactado, que proviene de la zona donde actualmente se construye el aeropuerto del café en el municipio de Palestina – Departamento de Caldas (Colombia). Los suelos derivados de cenizas volcánicas tienen antecedentes de presentar un comportamiento inusual en compactación, mostrando ablandamiento durante la aplicación de la energía de compactación y cambios irreversibles en sus propiedades índice, por efecto del secado (Wesley, 2003a).

Los principales resultados de esta investigación indican que el suelo residual estudiado, muestra ablandamiento en el proceso de compactación dinámica, debido quizás al deterioro de la estructura original del suelo, tal como lo han reportado otros autores; entre ellos, Polimon et al. (1976) y Wesley (2009).

Al cambiar la naturaleza del proceso, usando la compactación estática se observa un mejoramiento de la eficiencia en la aplicación de la energía, logrando densidades secas mayores para un mayor contenido de agua (con una misma energía de compactación). En especímenes compactados estáticamente se midió la succión matricial mediante la técnica del papel filtro, encontrando relaciones entre el contenido de agua de compactación y la succión matricial, en función del límite líquido, índice de plasticidad y la densidad seca. Se observó que la succión depende de la naturaleza del proceso de compactación, de la fábrica conseguida durante el proceso; y de las condiciones intrínsecas del material como la mineralogía, y el tamaño y distribución de granos del suelo.

Los ensayos de comportamiento mecánico en resistencia al corte, se ejecutaron en el equipo convencional de corte directo. Los resultados muestran que en las muestras compactadas, la naturaleza y las condiciones del proceso inciden en la fábrica y estructura obtenida, de acuerdo a las características de forma, tamaño de partículas y mineralogía del suelo en estudio. El comportamiento en corte y las características de rigidez fueron estudiados teniendo en cuenta factores como el contenido de agua de compactación, la succión matricial, el grado de saturación y la densidad seca. En las muestras de suelo natural ensayadas, se presentan características de mayor resistencia y rigidez, con respecto a las muestras compactadas. Se infiere que la cementación presente en el suelo natural estructurado, causa este comportamiento. Se observa que en el suelo compactado, la pérdida de la estructura a causa del secado y remoldeo del material, disminuye la resistencia y rigidez del mismo. Finalmente, se adaptó el análisis de Hvorslev (Hvorslev, 1937). En esta experiencia se observa que en el ensayo de corte directo, la delgada zona de falla pierde o gana contenido de agua, de acuerdo a la densidad del espécimen al iniciar la etapa de falla. De esta pérdida o ganancia en el contenido de agua y los cambios volumétricos reflejados en la zona de falla, el suelo presentará endurecimiento o ablandamiento por deformación. El criterio de falla Hvorslev-Coulomb, puede describir el comportamiento de suelos parcialmente saturados compactados, usando como variables el estado de esfuerzos compresivo y cortante (normalizados); con el contenido de agua en la zona de falla, como tercera variable.

## 5.2 Características de compactación

Con el objeto de representar e investigar los diferentes estados del suelo compactado y la interdependencia entre las características de densidad seca ( $\rho_d$ ) y contenido de agua ( $\omega$ ) bajo diferentes naturalezas de energía de compactación; se llevaron a cabo pruebas de compactación dinámica y estática. En la figura 5.1 se muestran diferencias con el comportamiento típico de los suelos en éste ensayo:

- Conforme aumenta la energía de compactación, la densidad seca máxima disminuye.
- Al incrementar la energía de compactación, el contenido de agua óptimo aumenta.
- Las densidades secas máximas ocurren para grados de saturación cercanos al 91%.



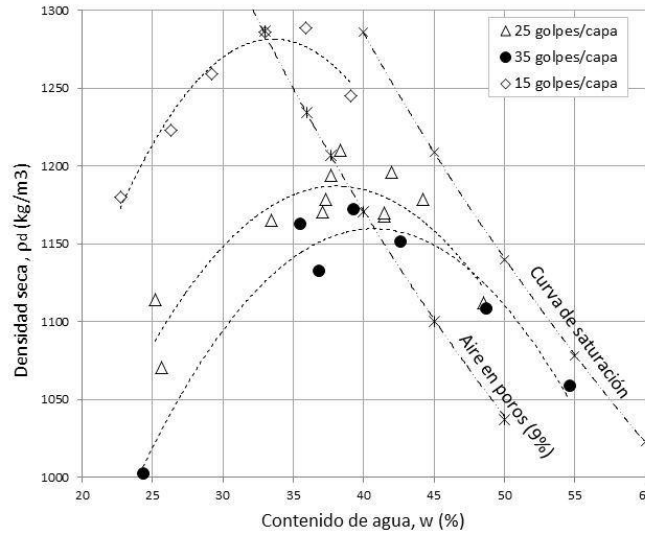


Figura 5.1 Prueba Proctor para diferentes energías de compactación

Durante el proceso de compactación, con energías progresivamente mayores y de acuerdo al contenido de agua, se observó un “ablandamiento” del suelo que podría conducir a una pérdida significativa en la eficiencia de la aplicación de la energía de compactación. Este comportamiento fue observado por Polimón et al., (1976) y Wesley (2003), quienes reportan que de acuerdo con el contenido de alófana se podrían encontrar suelos que durante el proceso de compactación, liberan el agua atrapada en el interior de las partículas resultando en una descomposición o rompimiento de la estructura con el correspondiente ablandamiento del suelo.

Los resultados de las características ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ) en las pruebas de compactación estática, son representados en la figura 5.2. Las diferentes curvas muestran líneas de igual energía y se refieren a energías dadas como porcentaje de la Energía aplicada en el ensayo Proctor Estándar, de acuerdo con la leyenda mostrada en la figura. En esta prueba, la energía suministrada es más eficiente, logrando densidades secas mayores a mayor contenido de agua, para una misma energía de compactación. Esto es explicado por lo expuesto por Venkatarama y Jagadish (1993): “Cuando el esfuerzo es aplicado estáticamente, los granos son desplazados, produciendo un acercamiento entre ellos, y simultáneamente el agua libre es empujada hacia dentro de los poros del suelo. En este caso, si el pistón se mueve bastante lento, ésta agua puede ser desplazada, y energía necesaria para lograr un nivel de compactación específico es más baja que para la compactación dinámica”.

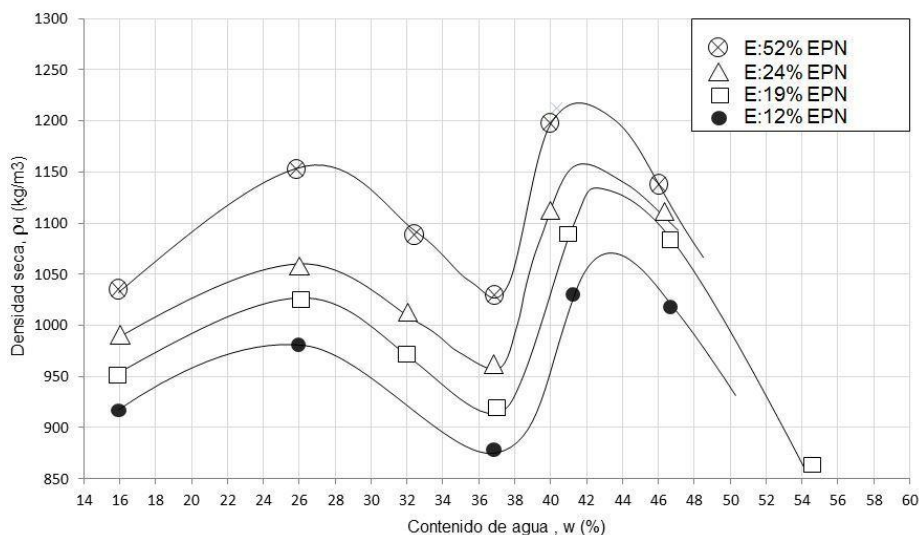


Figura 5.2. Compactación estática: relación densidad seca vs contenido de agua, para diferentes energías de compactación.

Los resultados en la compactación dinámica muestran un rango de valores para el contenido de agua que está entre el 33% y el 41%, mostrando aumento de la densidad seca conforme disminuye la energía de compactación. Al usar la compactación dinámica se evidencia que el contenido de agua óptimo se encuentra en el rango entre el 41% y el 44% para la cantidad de energía aplicada, presentando aumento en la densidad seca con el aumento de energía de compactación.

### 5.3 Medición de la succión matricial

La succión del agua de poros asociada a cada estado de compactación es una información adicional de gran interés para entender el comportamiento mecánico del suelo. La figura 5.3, presenta el valor de la succión matricial medida, en las probetas compactadas estáticamente, empleando la técnica de papel filtro. La succión aumenta al reducir el contenido de agua de compactación y cuando el grado de saturación cruza un umbral de 37% en el contenido de agua, las curvas de igual succión tienden a seguir la trayectoria de las líneas de igual saturación. Este resultado es acorde con lo encontrado por autores como Gens et al. (1995), Ridley et al. (1998), Marinho y Stuermer (1999) y González et al. (2004), quienes han encontrado la misma relación de líneas de iso-succión con las características de compactación en el diagrama de contenido de agua contra densidad seca.

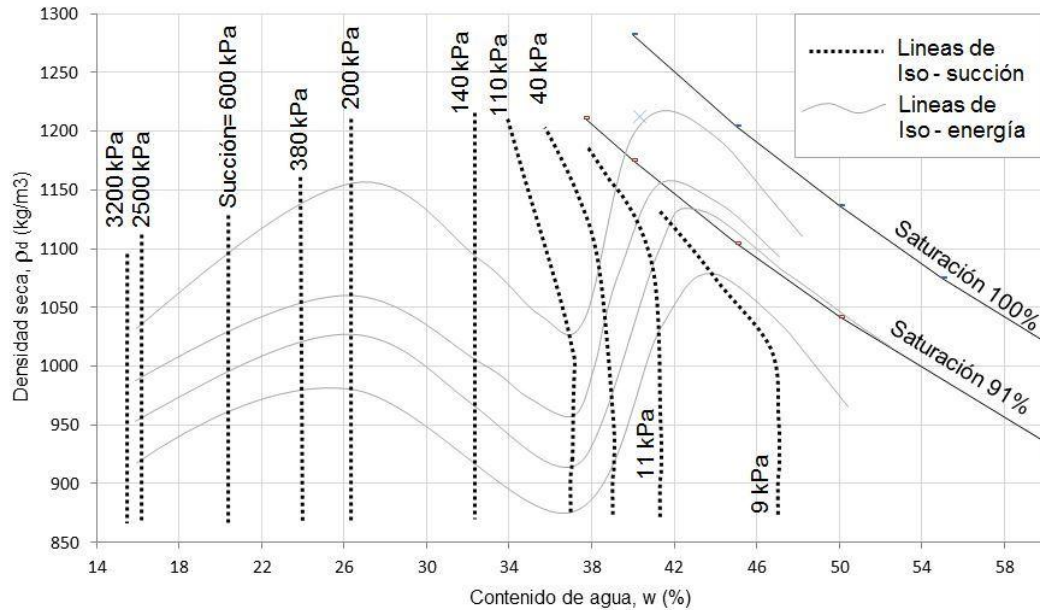


Figura 5.3. Curvas de Compactación Estática del suelo en estudio, con líneas de succión constante.

En la figura 5.4, se muestra la dependencia lineal de la succión matricial del suelo estudiado con el contenido de agua en función del límite líquido. De la figura se destaca que para igual contenido de agua de compactación, los materiales con menor límite líquido desarrollan menores succiones. Esta dependencia es coherente con los resultados para el material de este estudio, ya que se observa la linealidad de las relaciones y la tendencia al aumento de pendiente conforme aumenta el límite líquido ( $w_L$ ), de acuerdo a lo mostrado por Rydley y Romero (1998), para cinco suelos compactados.

La relación entre Contenido de agua y succión ha sido también evaluada por varios autores en función del índice de plasticidad (IP). Acar y Nyeretse (1992) y Marinho y Chandler (1998) midieron succiones en mezclas de proporción variable de arena y arcilla bajo diferentes contenidos de agua. La Figura 5.5 muestra la relación Contenido de agua – succión encontrada por estos autores en mezclas de arcilla de Londres y arena bajo diferentes humedades de compactación. Se observa que los datos del suelo en estudio no se acoplan a las relaciones encontradas por los autores, esta incompatibilidad podría tener un argumento válido en el hecho de que el proceso de compactación requiere el secado del material a partir del contenido de agua natural para encontrar los estados característicos ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ). De acuerdo con los hallazgos de Frost (1967), Mitchell & Sitar (1982) y Wesley (2002), se ha demostrado que los materiales derivados de ceniza

volcánica compuestos principalmente por alófana y halloysita, pierden sus características de plasticidad cuando son secados al aire o en el horno.

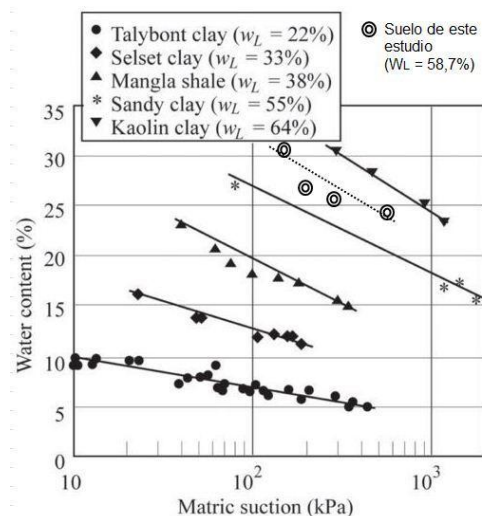


Figura 5.4. Relación Contenido de agua – Succión en función del límite líquido. Adaptada de Ridley y Romero (1998) en Leroueil y Hight (2013).

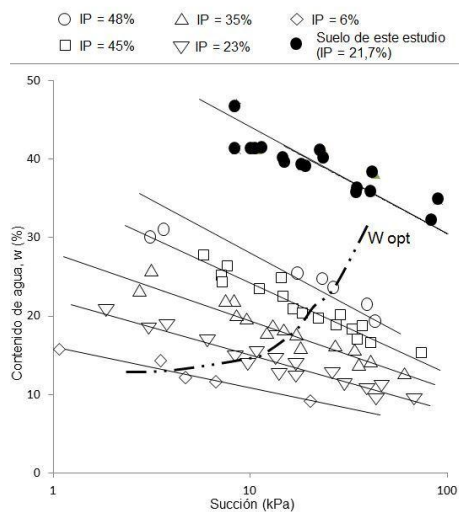


Figura 5.5. Relación Contenido de agua – Succión en función del índice de plasticidad. Adaptada de Marinho y Chandler (1993) en Alonso (2010).

La figura 5.6, muestra la dependencia lineal (en escala semi-log) entre Contenido de agua y la succión matricial, para valores constantes de densidad seca. Se presentan relaciones lineales para las cinco densidades secas ( $\rho_d$ ) definidas. Los datos obtenidos en laboratorio muestran una buena correlación para representar satisfactoriamente la

relación lineal Contenido de agua- succión). La relación entre el contenido de agua y la succión en función de la densidad seca, para el suelo en estudio, muestra una dependencia continua, siendo consistente con los hallazgos de Fleureau et al. (2002). Estos autores, encontraron valores altos de succión matricial en el lado seco del óptimo para varios materiales y señalan que los resultados son coherentes con la fábrica del material en el lado seco, compuesta por fuertes agregaciones de partículas. En el lado húmedo los bajos valores de succión son producto de agregaciones más débiles y deformables con arreglos homogéneos de partículas.

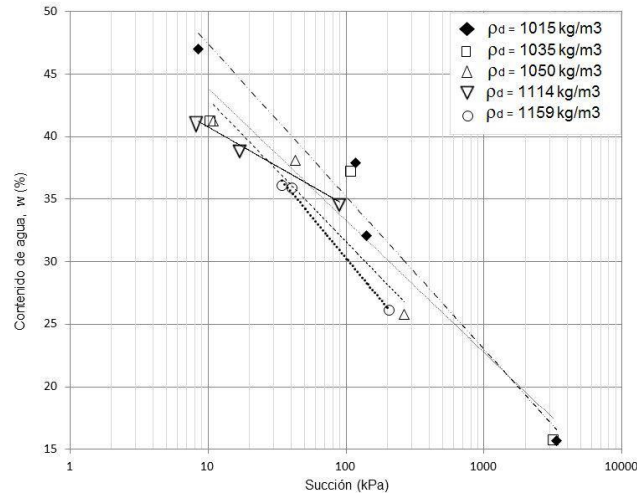


Figura 5.6. Relación contenido de agua – Succión en función de la densidad seca. Suelo en estudio.

### 5.3.1 Curvas de retención de agua

La relación entre la succión del agua de poros y el Contenido de agua se representa en la denominada curva característica agua-suelo o curva de retención de agua. Esta es una de las relaciones fundamentales utilizadas para describir el comportamiento de un suelo parcialmente saturado. La figura 5.7 presenta la curva de retención de agua del suelo en estudio en condición natural y las curvas típicas de acuerdo al tipo de suelo según lo observado por Gitirana y Fredlund (2004), en ella se muestra que el comportamiento de la curva correspondiente al limo areno arcilloso (LAA) de este estudio, es coherente con su granulometría.

De acuerdo con Vanapalli (1999), los suelos de grano fino compactados presentan curvas de retención que dependen no solo de la mineralogía y granulometría del suelo, sino también del estado de esfuerzos, la energía de compactación y la estructura final conseguida en el proceso de compactación. Para revisar la incidencia que puede tener el proceso de compactación en el comportamiento de la curva de retención de agua del suelo en estudio, se muestra la figura 5.8, en donde se ha graficado la curva construida para el suelo natural y la correspondiente al suelo compactado, en procesos de secado con ambos escenarios partiendo de condiciones ó características de densidad y contenido de agua ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ) similares. La curva de retención de la muestra compactada se

encuentra desplazada a la izquierda de la correspondiente para el material en estado natural. Para valores de contenido de agua constante, la succión en el material compactado oscila entre el 59% y el 31% de la correspondiente al material natural.

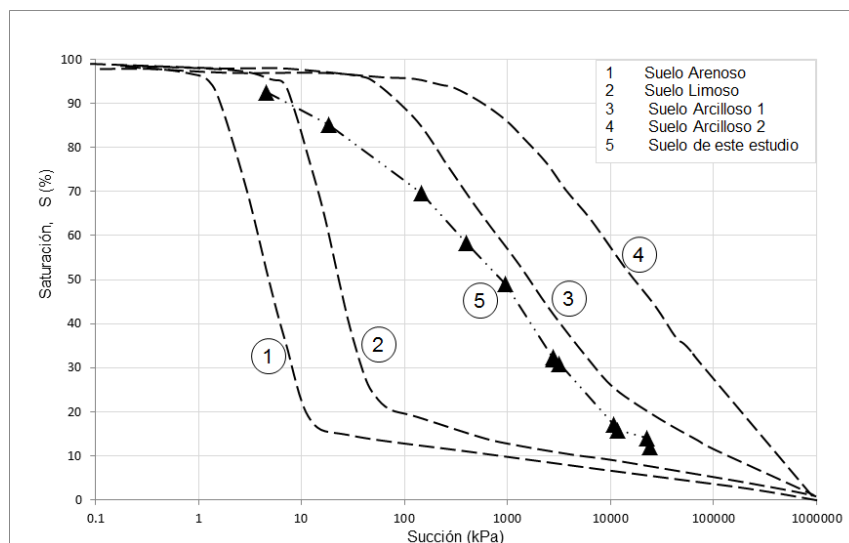


Figura 5.7. Curvas típicas de retención de agua según tipo de suelo. Adaptado de Gitirana y Fredlund (2004).

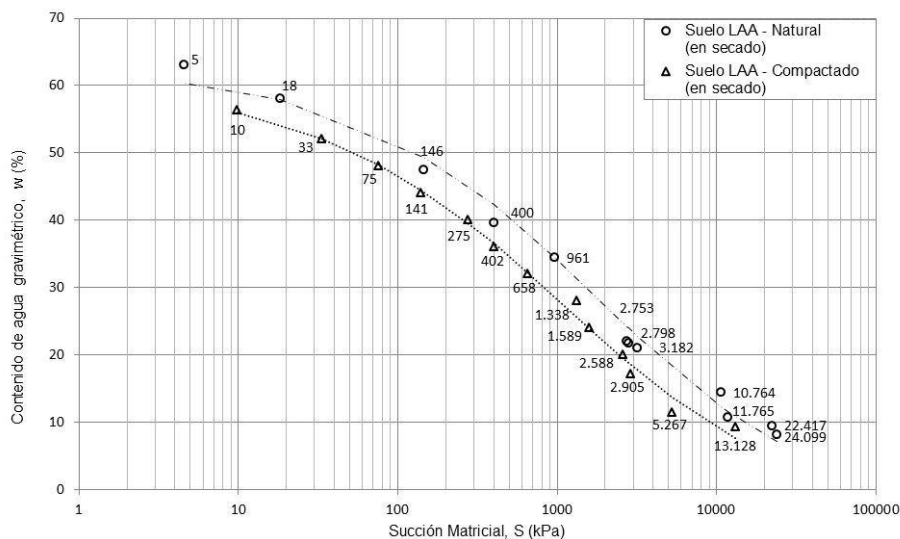


Figura 5.8. Curvas de retención de agua del suelo natural y muestra compactada para similares condiciones iniciales de densidad seca y contenido de agua.

Esta diferencia puede explicarse con la posibilidad de existan diferencias en la fábrica de los dos materiales, permitiendo la mayor permanencia de agua libre en la muestra



compactada causando valores de succión más bajos. Se infiere que la energía de compactación suministrada al suelo compactado, no tiene la magnitud necesaria para lograr conformar una fábrica lo suficientemente cerrada que permita obtener valores similares de succión en el contenido de agua residual. Miller et al. (2002), encontraron que a mayor energía de compactación el valor del contenido de agua residual, aumenta. De acuerdo con los autores, el suelo sometido a esfuerzos de compactación menores a la energía estimada en el ensayo proctor estándar, tendrá mayor porosidad y por ende la curva de retención estará desplazada hacia la izquierda y hacia abajo con respecto a la curva de retención del suelo en condición natural.

Imágenes tomadas en el microscopio óptico a una muestra natural y la muestra compactada estáticamente en similares condiciones de densidad seca y contenido de agua se muestran en las fotografías 5.1 y 5.2. En ellas se visualiza la modificación en la estructura del suelo compactado, principalmente reflejado en la pérdida de la cementación atribuida a los óxidos de hierro y la condición de la fábrica, con una porosidad mayor que en el suelo en condición natural. En la muestra natural, se observa la acumulación de agua libre en los poros del suelo, que probablemente es la causa del ablandamiento durante el proceso de compactación dinámica. Por el contrario en la muestra compactada, se nota la aglomeración de partículas pequeñas, formando unas de mayor tamaño, permitiendo la generación de una fábrica más abierta con una porosidad mayor. También se observa que la continuidad de los espacios vacíos produce “fisuras” que pueden ser la mayor causa de la baja rigidez y la baja resistencia al corte en las pruebas de corte directo en probetas compactadas por el lado húmedo del óptimo.



Fotografía 5.1. Suelo Natural. ( $\rho_d=0.96 \text{ gr/cm}^3$  y  $w=58\%$ .)



Fotografía 5.2. Suelo compactado estáticamente. ( $\rho_d=0.95 \text{ gr/cm}^3$  y  $w=56\%$ .)

## 5.4 Ensayos de comportamiento mecánico

Para evaluar las características de resistencia al corte del material compactado se utilizó el equipo convencional de Corte Directo. El material ensayado corresponde a material natural, muestras de suelo compactado estáticamente y a muestras compactadas con la metodología proctor. Como parte del programa experimental, se abordó el estudio del comportamiento de resistencia al corte del suelo compactado a partir de los diferentes estados iniciales. Para cumplir con este objetivo se tuvieron en cuenta las diferentes variables que pueden participar en el proceso (densidad seca, contenido de agua, succión, saturación y esfuerzo normal de compresión). Fijando el último, en un valor constante de esfuerzo normal inicial ( $\sigma_n$ ) de  $1\text{kgf/cm}^2$  ( $98,07\text{kPa}$ ) para todas las muestras; este esfuerzo simula una sobrecarga aproximada de  $6\text{m}$  de altura de terraplén.

En las muestras de suelo natural se destaca la importancia que tiene la estructura y composición mineralógica en el comportamiento mecánico. En estas se presenta mayor resistencia al corte y mayor rigidez que las muestras compactadas a la misma densidad, para diferentes contenidos de agua de compactación. En la figura 5.9 se observa que los especímenes compactados nunca alcanzan la resistencia obtenida por la muestra natural, pese a que el contenido de agua en el espécimen natural es el mayor entre las cuatro probetas. Las probetas compactadas con altos contenidos de agua presentan comportamiento dúctil, mientras que la probeta compactada a baja humedad, presenta un comportamiento frágil, pero con un pico de resistencia menor que el pico que describe el comportamiento en la probeta natural.

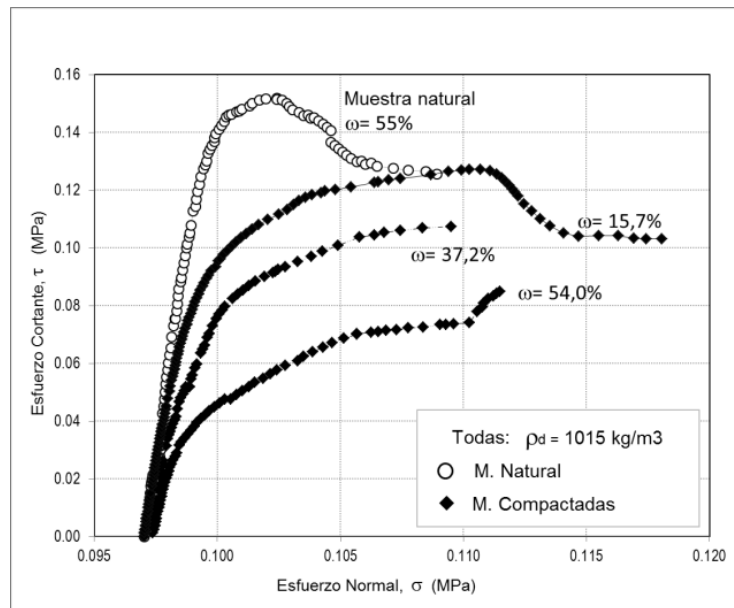


Figura 5.9. Trayectoria de esfuerzos ( $\sigma_n$ ,  $\tau$ ). Muestras en función del contenido de agua



Los resultados de ensayos de resistencia al corte se muestran en la figura 5.10; en términos generales cuando el proceso se lleva a cabo en el lado seco del óptimo de compactación, al mantener constante la densidad seca, la resistencia al corte y rigidez del suelo es mayor cuanto mayor es la succión matricial. Se infiere que este resultado es provocado directamente por el aumento en las tensiones capilares. Por otra parte, en muestras compactadas por el lado húmedo (succión matricial baja), se observó comportamiento dúctil con baja resistencia al corte. En las trayectorias se observa que el material presenta ablandamiento por deformación para todas las densidades evaluadas, para valores altos de succión. En los especímenes con valores bajos de succión se presenta endurecimiento por deformación para las cuatro densidades evaluadas. Esto significa que la densidad y la succión son factores importantes que influyen en el comportamiento de endurecimiento o ablandamiento de suelos parcialmente saturados compactados.

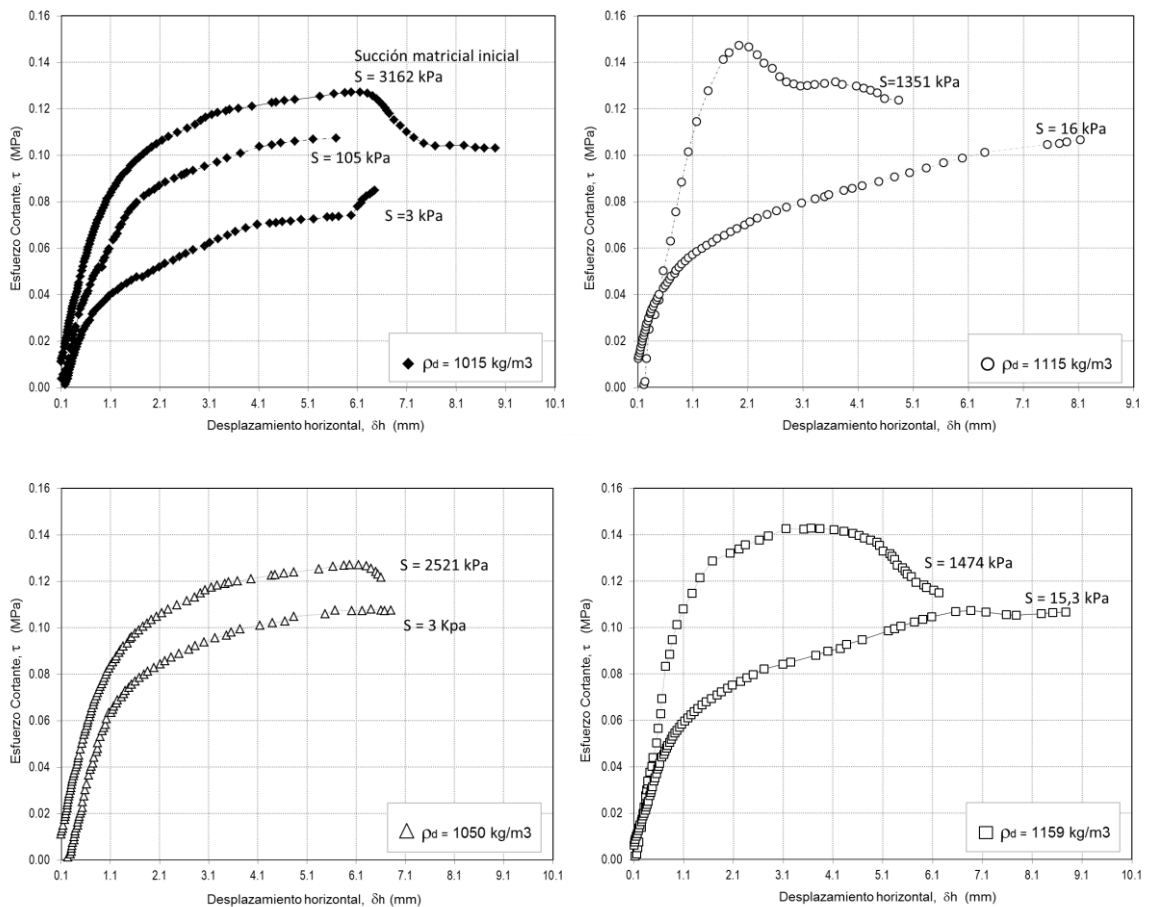


Figura 5.10. Esfuerzo cortante en función de la Succión matricial inicial y la densidad seca.

En la figura 5.11 se muestra la relación entre desplazamiento horizontal y desplazamiento vertical para ensayos a igual esfuerzo normal con diferentes valores de succión inicial para diferentes valores de densidad seca. Los resultados muestran un comportamiento dilatante para altos valores de succión inicial a cualquier valor de densidad seca evaluado. A mayor densidad seca, se observa mayor dilatancia. De acuerdo con (Hossain y Yin, 2010), esto puede ser explicado con el hecho de que el contenido de agua es reducido a altas succiones y las partículas de suelo no se pueden mover unas alrededor de otras, pero tratan de remontarse unas sobre otras cuando el corte se realiza con esfuerzos normales reducidos, lo que causa mayor dilatación. A valores bajos de succión se observa un comportamiento de disminución de volumen para las densidades evaluadas. Se puede inferir que el comportamiento dilatante o contráctil del suelo compactado de este estudio, depende en mayor medida de las condiciones de succión inicial que del valor de densidad seca.

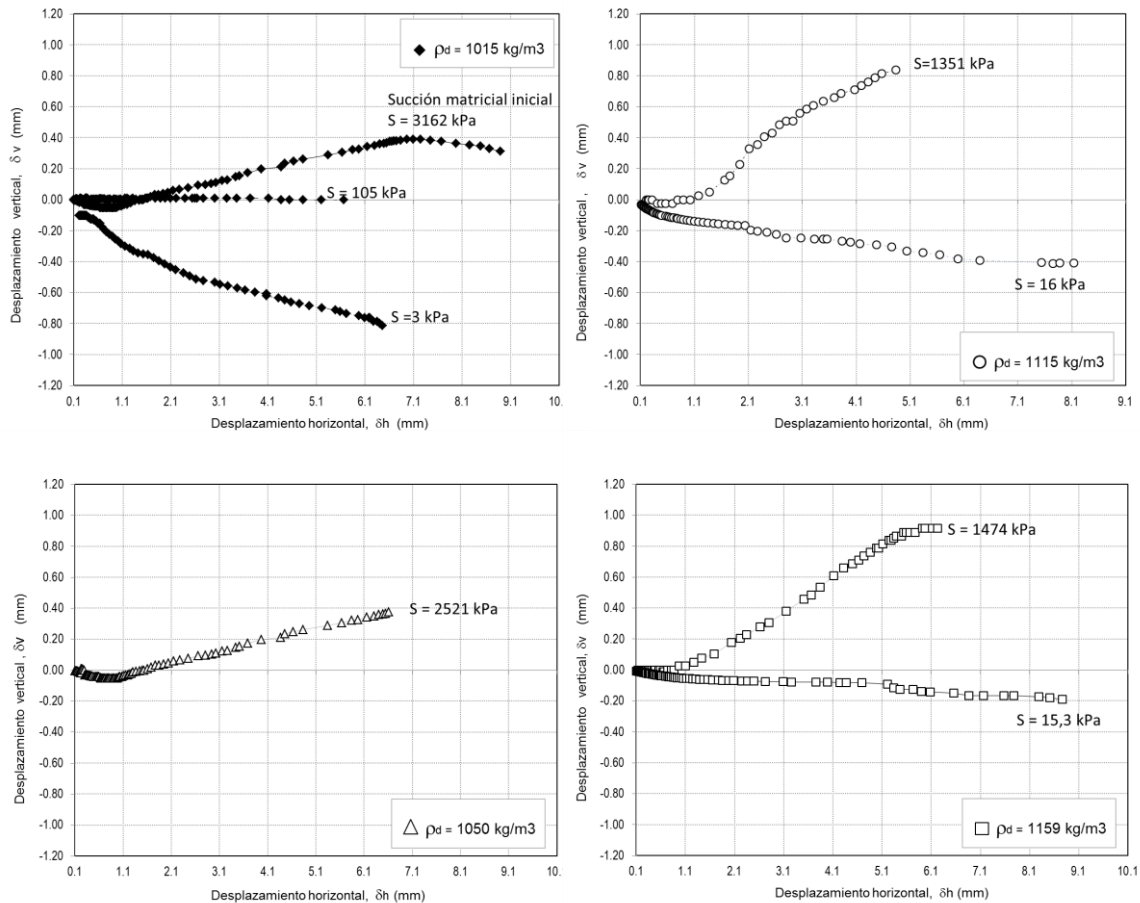


Figura 5.11. Curvas desplazamiento horizontal ( $\delta h$ ) contra desplazamiento vertical ( $\delta v$ ) en función de la Succión matricial inicial y la densidad seca.

En la figura 5.12 se muestra la relación entre la resistencia al corte ( $\tau$ ) y el contenido de aire en los poros, para diferentes valores de densidad seca ( $\rho_d$ ). Los resultados indican que la resistencia al corte está notablemente influenciada por el contenido de aire en los poros en el rango comprendido entre el 6% y 11%, que es el rango en el cual se encuentran los más altos valores de resistencia al corte. Este contenido de aire en poros, probablemente sea el que genere condiciones de succión matricial que aporten a la resistencia cortante del suelo. Con esto se puede lograr un criterio de compactación para el control en campo del material en estudio para conseguir una resistencia especificada, que estaría basado en el contenido de aire en poros y la densidad seca ( $\rho_d$ ). La resistencia al corte se podría medir mediante pruebas de compresión Inconfinada, CBR o veleta de corte; el contenido de aire en poros se puede calcular a través de la densidad en campo, el contenido de agua y el valor de la gravedad específica.

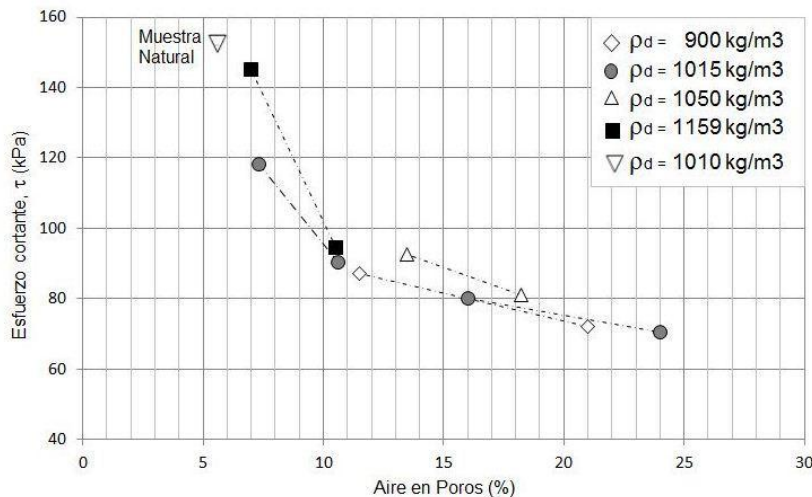


Figura 5.12. Relación resistencia al corte ( $\tau$ ) contra Aire en poros en función de la densidad seca ( $\rho_d$ )

La figura 5.13 muestra la variación de la resistencia al corte con la succión inicial y la densidad seca de las muestras compactadas para el material de este estudio, en ensayos de resistencia al corte, usando un esfuerzo normal inicial ( $\sigma_n$ ) de 98,07kPa. En los resultados se observa que para valores bajos de succión ( $S < 105$ kPa), la resistencia al corte disminuye con la succión con una pendiente mucho mayor, que la que se nota en el rango de succión entre 110 y 3200 kPa; esto implica que la variación de la resistencia al corte del material difiere en la rama seca y en la rama húmeda del contenido de agua óptimo de compactación, si se tiene en cuenta que la succión inicial próxima a 105 kPa se presenta para las muestras con los contenidos de agua cercanos a 37% (óptimo). Se evidencia la importancia que tiene en la rama húmeda el valor de la succión y la densidad seca sobre la resistencia al corte. En la rama seca los efectos en ganancia de resistencia por el cambio en la succión son mucho menores que en la rama húmeda, pero se observa que el valor de la densidad seca tiene bastante influencia sobre la resistencia al corte.

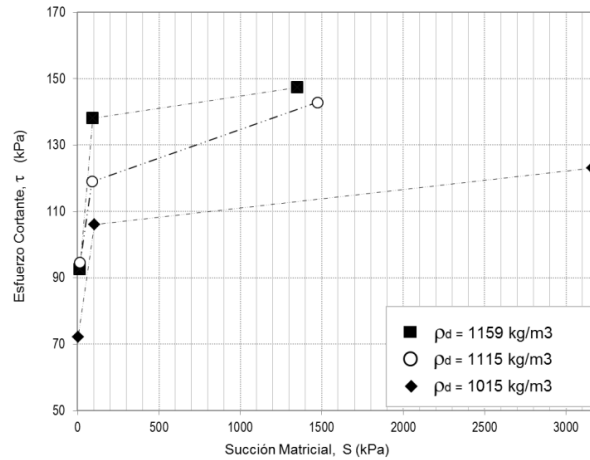


Figura 5.13. Resistencia al corte en función de la succión inicial y la densidad seca.

## 5.5 Criterio de falla extendido de Mohr - Coulomb

La representación matemática del comportamiento en resistencia al corte del suelo estudiado se puede realizar usando el criterio de falla de Mohr – Coulomb extendido (Fredlund y Morgenstern, 1977). Al usar tres variables independientes de esfuerzos en la ecuación de resistencia al corte, se puede escribir la expresión (5.1):

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)_f \tan\varphi' + (u_a - u_w)_f \tan\varphi^b \quad (5.1)$$

donde:

$\tau_f$  = Resistencia al corte

$c'$  = Intercepto sobre el eje de esfuerzo cortante de la envolvente de falla de Mohr Coulomb extendida, donde el esfuerzo normal neto y la succión matricial en falla es igual a cero. Conocida como cohesión efectiva.

$(\sigma - u_a)_f$  = Esfuerzo normal neto

$u_a$  = Presión de aire en poros

$u_w$  = Presión de agua en poros

$\sigma$  = Esfuerzo normal total

$\varphi'$  = Angulo de fricción interna del suelo, asociado con la variable de esfuerzo normal neto.

$(u_a - u_w)_f$  = Succión matricial en falla

$\varphi^b$  = Angulo que indica la tasa de incremento de resistencia al corte con respecto a la succión matricial.

Suponiendo que el valor de succión matricial no cambia drásticamente durante la etapa de falla y haciendo uso de los valores de esfuerzo normal y esfuerzo cortante se modeló la respuesta en corte de un estado característico de densidad seca y contenido de agua para una muestra compactada estáticamente, a la cual se le realizó la curva de retención de agua. Cinco (5) muestras con el estado característico ( $\rho_d=0.95 \text{ gr/cm}^3$ ,  $\omega=56\%$ ), se ensayaron en el equipo de corte directo con diferentes esfuerzos normales iniciales (ver figura 5.14). Con estos resultados se encontró el valor de la componente de cohesión  $C=0.021 \text{ MPa}$ , y el valor del ángulo de fricción efectivo  $\varphi' = 30.36^\circ$ , para un valor de succión correspondiente a  $0.003 \text{ MPa}$ . Para encontrar el valor del ángulo que indica la tasa de incremento de resistencia al corte con respecto a la succión matricial,  $\varphi^b$ , se tiene dos resultados de ensayo de resistencia al corte para estados característicos que contemplan la misma densidad y diferentes contenidos de agua (succión variable), estos estados de falla se muestran en la figura 5.15. De esta figura se extrae el valor de  $\varphi^b$  de  $18.39^\circ$ .

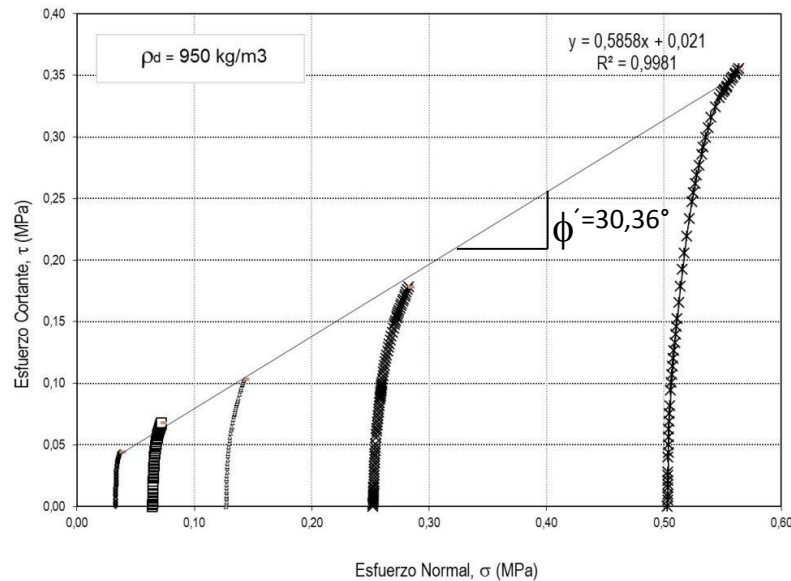


Figura 5.14. Envolvente de falla en el espacio de esfuerzos ( $\sigma_n$ ,  $\tau$ ).

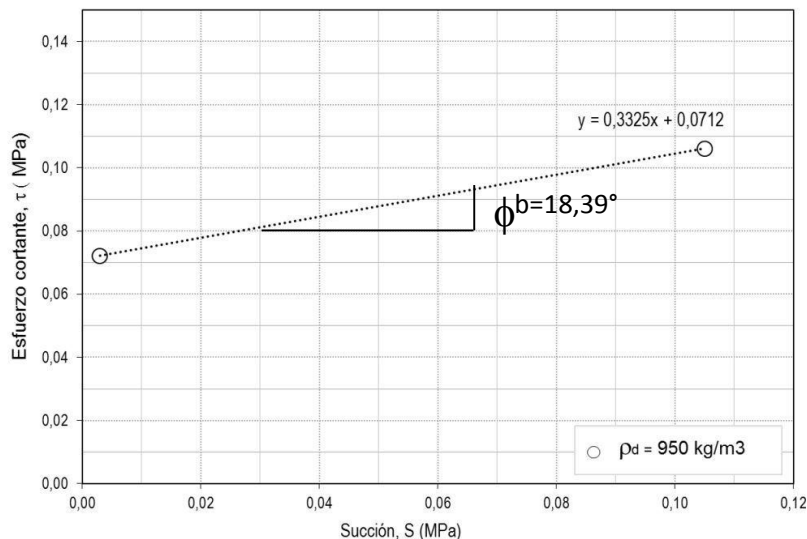


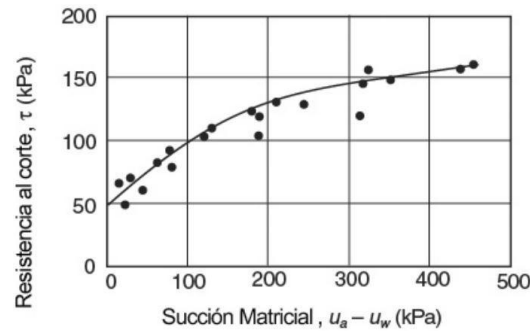
Figura 5.15. Envolvente de falla en el espacio de esfuerzos ( $\sigma_n$ ,  $\tau$ ). Muestras en función del contenido de agua

Con el valor de  $C$  que se aproxima a  $C'$ , debido a que el estado de succión es muy cercano a cero y los valores calculados de  $\phi' = 30,36^\circ$  y  $\phi^b = 18,39^\circ$ ; al usar la expresión 5.6, se pronostica el valor de la resistencia al corte para el material compactado con densidad seca  $\rho_d = 1015 \text{ kg/m}^3$  y contenido de agua inicial 56% ( $S_{\text{matricial}} = 0,003 \text{ MPa}$ ), para un esfuerzo normal de  $0,108 \text{ MPa}$ . El cálculo arroja un valor de esfuerzo cortante  $\tau_{f(\text{pronóstico})}$ , de  $0,082 \text{ MPa}$ , que es muy cercano al valor arrojado en el ensayo de resistencia al corte  $\tau_{f(\text{real})} = 0,073 \text{ MPa}$ .

El criterio extendido de falla de Mohr – Coulomb representa muy bien el estado de esfuerzos de falla encontrados en el material para los estados característicos descritos. Es importante aclarar que para los diferentes estados de compactación los valores de  $\phi'$  y  $\phi^b$  varían de acuerdo al rango de succión evaluado y la densidad seca del espécimen. En la figura 5.13 se observa que a mayor densidad seca se presenta mayor resistencia al corte. La condición de contenido de agua en la cual se compacte (rama seca ó rama húmeda del óptimo de compactación), también es relevante en la modelación matemática y por ende en los resultados de resistencia al corte del material.

Con la aplicación de este modelo, se confirma que el comportamiento del suelo compactado de este estudio está caracterizado con el hecho de que la succión tiene una relación directa con la resistencia al corte para el rango de succiones ensayado. Las curvas esfuerzo deformación muestran que a medida que la succión aumenta el comportamiento de los especímenes se vuelve frágil con mayores valores de resistencia que los especímenes con succiones bajas y comportamiento dúctil.

Se demostró que el ángulo de resistencia que se relaciona con la succión ( $\phi^b$ ), no es un parámetro constante, sino que es variable (ver figura 5.13). Investigadores como (Gan et al, 1988; Fredlund et al, 1987; Vanapalli et al, 1996) encontraron los mismos resultados y muestran que la superficie de resistencia no varía linealmente con relación a la succión, sino que es una superficie curva (Figura 5.16).



5.16. No linealidad entre la resistencia al corte y la succión matricial. Datos experimentales de Gan et al, 1988.

De forma análoga, el aumento de la rigidez con la succión no puede ser indefinido y llega a un valor máximo para succiones que superen un cierto valor. Gan, Fredlund y Rahardjo (1988), también observaron la no-linealidad de la tensión de corte con la succión en ensayos triaxiales. A bajos valores de succión el valor de  $\phi^b$  fue aproximadamente igual a  $\phi'$  y entonces  $\phi^b$  comenzó a caer conforme la succión incrementaba. Teóricamente si la succión se incrementa indefinidamente el suelo debe alcanzar finalmente un estado seco y la ecuación será reducida a la relación de Mohr–Coulomb para suelos secos. Para satisfacer esta condición  $\phi^b$  debe caer a cero a valores muy alto de succión. El criterio propuesto por Fredlund et al. (1978) puede desviarse de los resultados de los ensayos dependiendo de los rangos de succión utilizados o del tipo de suelo ensayado, aún cuando puede considerarse válido para variaciones suficientemente pequeñas del estado de esfuerzos.

## 5.6 Experimento de Hvorslev sobre la resistencia del material en el estado de falla

El experimento de Hvorslev (1937), fue descrito en la sección 4.5. En la figura 5.17, se indica un ciclo de compresión virgen y la descarga en el material de este estudio mediante la línea continua y los puntos mostrados con un triángulo.

Nueve especímenes fueron preparados cada uno para una diferente etapa en el ciclo. Muestras gemelas se llevaron hasta la etapa de falla (en el ensayo de corte directo), varias de ellas exhiben pérdida de agua y el espécimen 7, muestra ganancia de agua en la zona de falla durante la distorsión. Para siete especímenes, los puntos marcados con un círculo indican su estado inmediatamente después de la falla. Una línea discontinua se dibuja para vincular dichos puntos. El punto identificado con triángulo define el estado del suelo al final de la etapa de consolidación. El punto identificado con círculo, muestra el estado del suelo en falla.

En la figura 5.17, como ejemplo se muestra que en el valor del esfuerzo normal vertical número 4, se presenta pérdida de contenido de agua desde el estado inicial hasta el estado en falla). Lo anterior, involucra que al perder contenido de agua, cambia el esfuerzo de compresión; que sería equivalente al esfuerzo normal en la curva de compresión virgen al mismo valor de contenido de agua final en la etapa de falla. (Ver figura 5.18). De esta forma se encuentra un esfuerzo de compresión normal, al cual Hvorslev denomina esfuerzo de compresión equivalente  $\sigma'_e$ . Normalizando los estados de esfuerzos ( $\sigma, \tau$ ) para los estados de falla mostrados en la figura 5.19, con el esfuerzo de compresión equivalente  $\sigma'_e$ , se genera la figura 5.20.

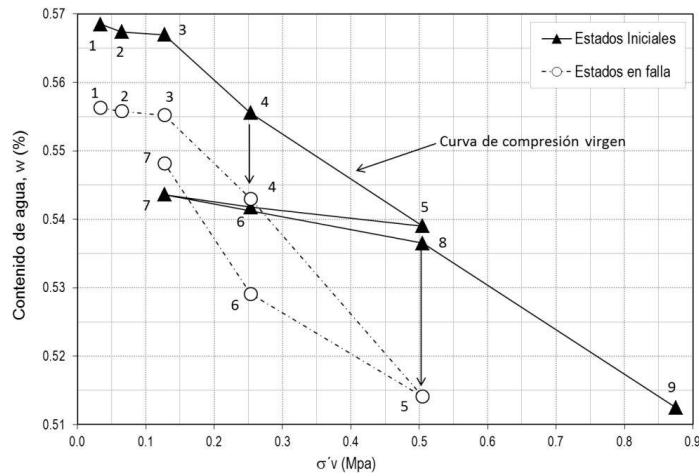


Figura 5.17. Curva de compresión virgen y estados de falla del suelo en estudio para ( $\rho_d=0.95\text{gr/cm}^3$  y  $w_{\text{compactación}}=56\%$ )



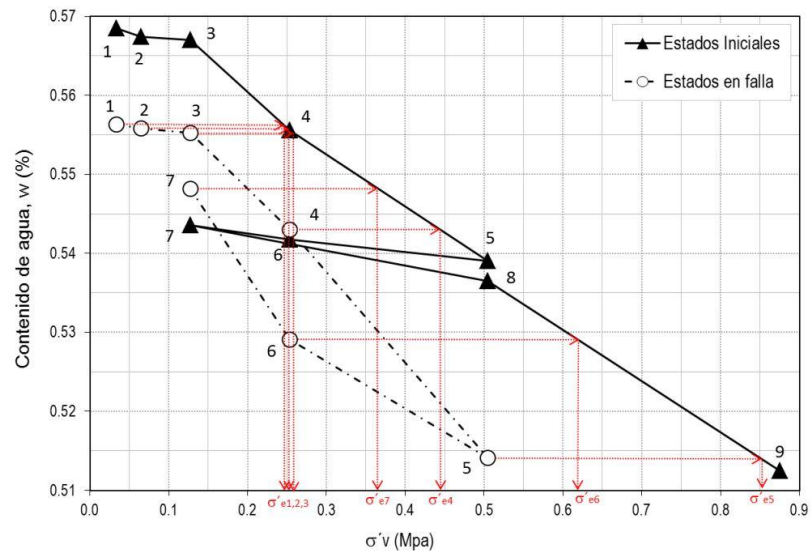


Figura 5.18. Derivación del esfuerzo de compresión equivalente.

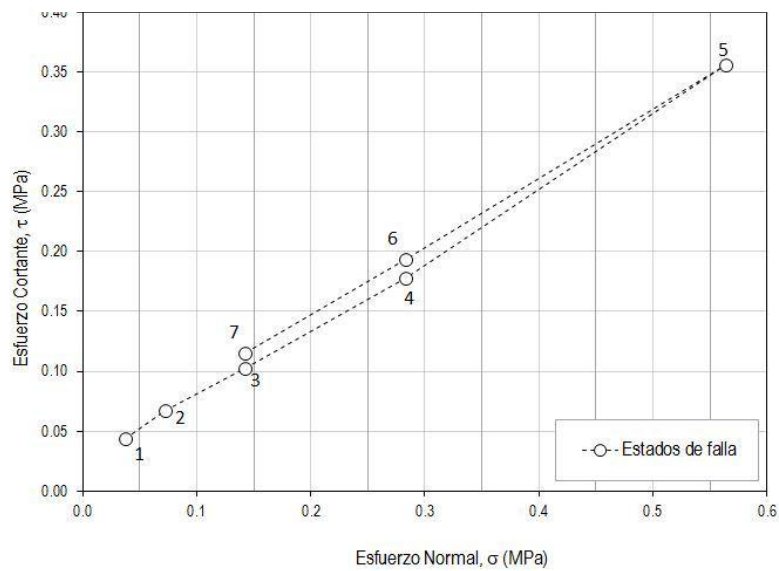


Figura 5.19. Estados de falla de los especímenes para el material de este estudio ( $\rho_d=0.95\text{gr/cm}^3$  y  $w_{\text{compactación}}=56\%$ )

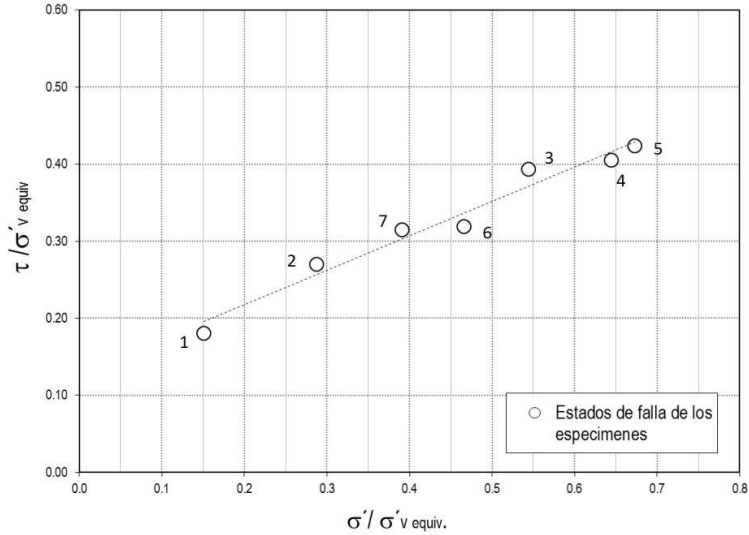


Figura 5.20. Estados de falla de los especímenes para el material de este estudio.

Todos los datos mostrados en la figura 5.20, se encuentran en las proximidades de una línea recta (ver ecuación 5.2).

$$\frac{\tau}{\sigma'_e} = C + \frac{\sigma'}{\sigma'_e} \tan \rho_o \quad (5.2)$$

Para el caso del suelo en estudio con las condiciones iniciales específicas de densidad y contenido de agua, se tiene que:

$$\frac{\tau}{\sigma'_e} = 0.1273 + \frac{\sigma'}{\sigma'_e} 0.4485$$

Se introduce una ecuación para la curva de compresión virgen (en la cual  $l$  es una constante apropiada, para el suelo en estudio  $l$  es igual a 0.012), como se muestra en las expresiones 5.3a y 5.3b.

$$w - w_0 = -l \ln(\sigma'_e) \quad (5.3a) \quad \text{ó} \quad \sigma'_e = \frac{\exp(w_0 - w)}{l} \quad (5.3b)$$

Combinando las ecuaciones 5.2, 5.3a y 5.3b obtenemos una forma alternativa para expresar K en función del contenido de agua (ver ecuación 5.4).

$$\tau = C + \sigma' \tan \rho_o, \quad \text{donde}$$

$$C = C(w) = \frac{C_0 \exp w_0}{l} \exp(-w) \quad (5.4),$$

Para el suelo en estudio la ecuación 5.4, se expresa como:

$$C = C(w) = \frac{0.1273 \exp w_0}{0.012} \exp(-w)$$

La ecuación (5.4) aclara un importante significado de la ecuación de Coulomb: que la componente de cohesión  $C$ , aumenta exponencialmente con la disminución del contenido de agua, hasta un cierto valor. La figura 5.20 muestra que la falla ocurre en un rango limitado de estados del suelo, donde  $0,15 < (\sigma'/\sigma'_e) < 0,68$ . Para valores de  $(\sigma'/\sigma'_e)$  superiores a  $0,68$  no se observa la falla. En la figura 5.21 se muestra el rango de datos del experimento de Hvorslev para la arcilla Wiener Tegel V (Schofield y Wroth, 1965), donde el rango para  $(\sigma'/\sigma'_e)$ ; es  $0,05 < (\sigma'/\sigma'_e) < 0,6$ . y no se presenta falla para valores para  $(\sigma'/\sigma'_e) > 0,6$ .

En la figura 5.22 se muestra el intervalo de datos del experimento de Hvorslev para la arcilla Wiener Tegel V, donde existe una acumulación de puntos en el extremo C de la línea en el límite entre las regiones I y II. A la luz de la teoría se infiere que C indica la cercanía al estado crítico. Especímenes originalmente en la región I, siendo más húmedos que el crítico, se habrán movido a través de esa región en el proceso de cedencia antes de la falla. Cuando se aproximan al estado crítico podrán fallar, terminando con el proceso de cedencia.

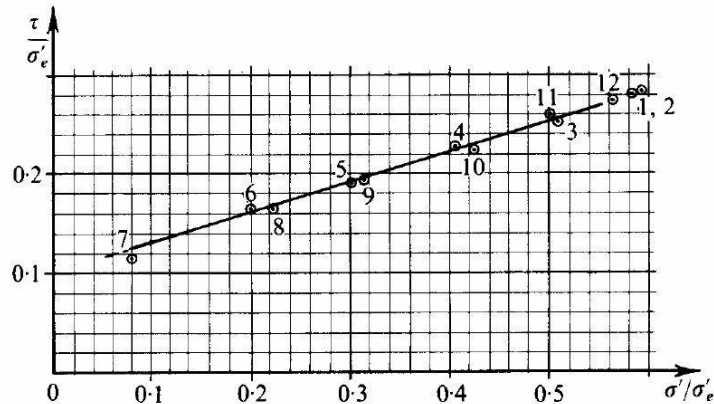


Figura 5.21. Datos de falla para la arcilla Wiener Tegel V. (Después de Hvorslev)

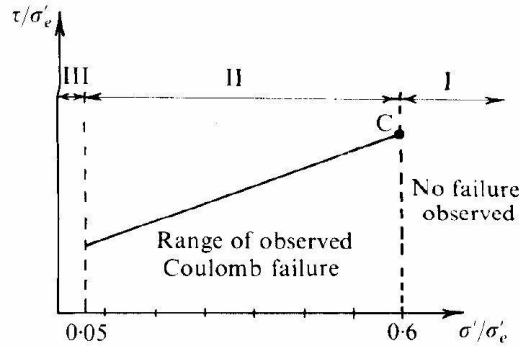


Figura 5.22. Rango de datos de falla observado para la arcilla Wiener Tegel V

El experimento Hvorslev muestra que la resistencia al corte puede ser separada en dos componentes, una que solo depende del contenido del agua y la otra que depende únicamente de los esfuerzos efectivos. Se puede expresar la resistencia al corte mediante el uso de una expresión de tipo Coulomb, que sería escrita como se muestra en la ecuación (5.5):

$$\tau_{ff} = f(w_f) + f(\sigma'_{ff}) \quad (5.5)$$

La forma correcta de representar la ecuación 5.5, se muestra en las figuras 5.23a y 5.23b, donde se muestra la superficie Hvorslev en el espacio de esfuerzo efectivo normal, contenido de agua y esfuerzo cortante ( $\sigma'$ ,  $w$ ,  $\tau$ ).

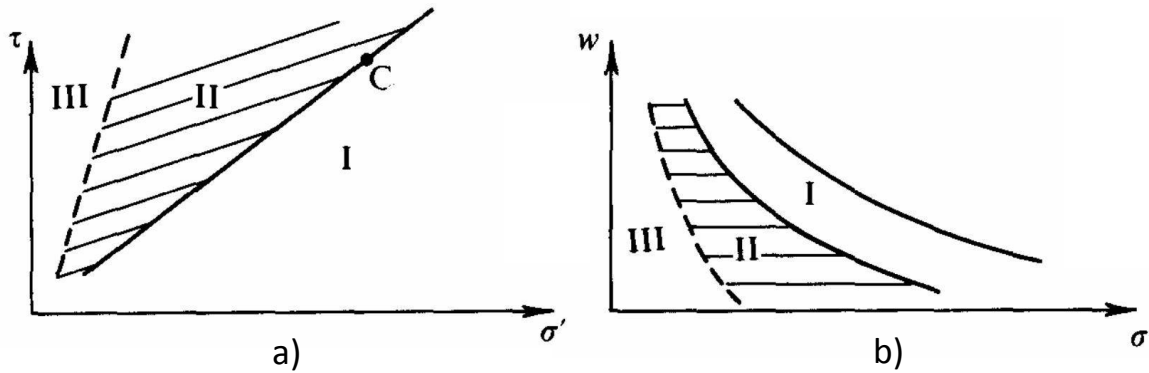


Figura 5.23. Superficie Hvorslev – Coulomb

Al usar el criterio de falla de Hvorslev – Coulomb para el material en estudio, con los resultados de un ensayo exploratorio de este tipo para un estado inicial de compactación caracterizado por una densidad seca ( $\rho_d=0.95\text{gr/cm}^3$ ) y un contenido de agua de

compactación ( $w_{\text{compactación}}=56\%$ ), se muestran unos estados de falla que estarían ubicados sobre una línea que atraviesa la zona II de la figura 5.23a. Los datos de falla representan resistencias de especímenes que al tener un contenido de agua bastante alto, mostraron un comportamiento dúctil de endurecimiento por deformación, por lo cual las resistencias encontradas, representan resistencias del estado crítico.

Al comparar los resultados de los ensayos de resistencia al corte para los diferentes valores de succión, se puede apreciar que el comportamiento de las curvas de los estados de esfuerzos ( $\sigma, \tau$ ) exhiben resistencia pico para succiones altas (contenidos muy bajos de agua), lo cual correspondería con la zona II acercándose al límite entre la zona II y III en la figura 5.23a y en la figura 5.23b (en la zona cercana al eje  $\sigma'$ ). Por el contrario el comportamiento de los especímenes compactados por el lado húmedo del óptimo, mostrarían estados de falla ubicados en la misma zona II, pero muy cerca al límite entre la zona II y I. para la figura 5.23a. En la figura 5.23b, estos estados de falla se ubicarían en el área estrecha de la zona II (Altos valores de humedad).

De acuerdo con esta experiencia exploratoria para un estado característico del suelo compactado estáticamente, se puede concluir que el criterio de resistencia de Hvorslev – Coulomb, sería adecuado para describir el comportamiento de estos suelos, en condición parcialmente saturada, usando los valores de esfuerzo normal ( $\sigma'$ ) y cortante ( $\tau$ ) normalizados con el esfuerzo de compresión equivalente ( $\sigma'_e$ ), haciendo uso de la variable de contenido de agua en la falla.

Burland et al. (1996), extiende los conceptos de Hvorslev (1937), la mecánica de suelos del estado crítico y los conceptos de comportamiento intrínseco propuestos por Burland (1990), para evaluar la influencia de la microestructura en los parámetros de resistencia de la arcilla natural. Para este propósito, ellos sugieren normalizar las envolventes de resistencia con respecto al esfuerzo vertical sobre la línea de compresión intrínseca (ICL) a la relación de vacíos de interés ( $\sigma_{ve}^*$ ). La envolvente de falla para arcillas reconstituidas puede ser descrita por la ecuación normalizada de Mohr – Coulomb:

$$\frac{\tau}{\sigma_{ve}^*} = X^* + \frac{\sigma'}{\sigma_{ve}^*} \tan \phi_e^* \quad (5.6)$$

Donde  $X^*$ , es la cohesión intrínseca de Hvorslev y  $\phi_e^*$ , es el ángulo de fricción verdadera de Hvorslev. Burland et al. (1996) estudian cuatro diferentes arcillas naturales rígidas, desarrollando envolventes de resistencia Hvorslev normalizadas para el material natural y reconstituido. La influencia de la microestructura fue estimada por la distancia entre los dos tipos de envolventes. Una interesante conclusión de Burland et al. (1996), es que el ángulo de fricción verdadero Hvorslev para la arcilla intacta y reconstituida, era similar. La microestructura influenciaba fuertemente el valor de la cohesión efectiva. El suelo estudiado evidenció diferencias en el comportamiento entre los especímenes naturales y compactados, que se le atribuyen a la pérdida de la estructura original del suelo, durante el secado y remoldeo de los especímenes, el enfoque del trabajo de Burland et al. (1996) podría ser un punto de partida para el estudio de la influencia en la

variación de la estructura en especímenes naturales y compactados del suelo investigado.

## 5.7 Referencias del capítulo

Burland, J.B. 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40 (3): 327 – 378.

Burland, J.B., Rampello, S., Georgiannou, V. N. & Calabresi, G. 1996. A laboratory study of the strength of four stiff clays. *Géotechnique*, 46 (3): 491 – 514.

Brenner, R. P., Garga, V. K. Blight, G. E. 1997. Shear strength behavior and the measurement of shear strength in residual soils. *Mechanics of residual soils. A guide to the formation, classification and geotechnical properties of residual soils, with advice for geotechnical design.* Technical Committee 25 on The properties of Tropical and Residual Soils of The International society for soil Mechanics and Foundation Engineering. Balkema/Rotterdam/Brookfield.

Fleureau, J.M., Verbrugge, J.C., Huergo, P.J., Correia, A.G. & Kheirbek-Saoud, S. 2002. Aspects of the behavior of compacted clayey soils on drying and wetting paths. *Canadian Geotech. J.*, 39(6): 1341–1357.

Fredlund, D. G. and Morgenstern, N. R. 1977. Stress state variables for unsaturated soils. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, GT5, 103, 447-466.

Frost, R.J. 1967, Importance of correct pre-testing preparation of some tropical soils. *Proc. First Southeast Asian Regional Conf. on Soil Engineering*, Bangkok: 44-53.

Gitirana, G., Fredlund D., 2004. Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.* ASCE. P.209 – 212.

González, N. A., Herrera A. F. y Colmenares J.E. 2004. Estudio experimental del comportamiento volumétrico de suelos compactados. *Memorias del X Congreso, V Seminario Colombiano de Geotecnia*, Paipa Colombia. ISBN 958 -33-6321-9.

Hossain, M.A., and Yin, J.H. 2010. Behavior of a compacted completely decomposed granite soil from suction controlled direct shear tests. *Journal of Geotechnical and environmental Engineering*, 136(1): 189–198.

Hvorslev, M. J. 1937. *Iber die Festigkeitseigenschaften Gestörter Bindiger Böden*, København,

Marinho, F.A.M. & Stuermer, M.M. 1999. The influence of the compaction energy on the SWCC of a residual soil. ASCE Geotechnical Special Publication 99. Advances in Unsaturated Geotechnics, pp. 125–141.

Mitchell, J. & Sitar, N. (1982). Engineering properties of tropical residual soils. Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils. Proceedings ASCE, Honolulu, January 11-15, 1982, pp 30-57.

Lerouil, S., Hight, D.W. 2013. Compacted soils: From physics to hydraulic and mechanical behavior. Advances in Unsaturated Soils – Caicedo et al. (eds), 41 – 59. Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62095-6

Polimón, J. Sansegundo, F. Marín, J. 1976. Las cenizas volcánicas de Montufar. Revista de Obras Públicas. Vol.1. 12 – 25. Quito. Ecuador.

Ridley, A.M. & Pérez-Romero, J. 1998. Suction-water content relationships for a range of compacted soils. Proc. 2nd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Beijing, Vol. 1: 114–118.

Schofield, A. & Wroth, P. 1965. Critical State soil Mechanics. Lecturers in Engineering at Cambridge University.

Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G. & Pufahl, D.E. 1999. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. Géotechnique, 49(2): 143–159. Venkatarama Reddy, B. V. & Jagadish, K. S. 1993. The static compaction of soils Technical Note. Géotechnique 43, No. 2, 337-341.

Venkatarama Reddy, B. V. & Jagadish, K. S. 1993. The static compaction of soils Technical Note. Géotechnique 43, No. 2, 337-341.

Wesley, L.D. 2003(a). Geotechnical properties of two volcanic soils. Geotechnics on the volcanic edge. Tauranga, March 2003. New Zealand Geotechnical Society Symposium. The Institution of Professional Engineers New Zealand.

Wesley, L.D. 2009. Behaviour and geotechnical properties of residual soils and allophane clays. Obras y Proyectos 6, 5-10.





## **6. Conclusiones y recomendaciones**

### **6.1 Introducción**

En esta investigación se estudió el comportamiento mecánico de un suelo derivado de ceniza volcánica proveniente del sitio donde se ejecuta el proyecto de construcción del aeropuerto del café en el municipio de Palestina – Caldas (Colombia). La investigación consistió en la caracterización del suelo con la aplicación de ensayos básicos y técnicas experimentales específicas para conocer aspectos particulares del material. Se revisó el comportamiento del material usando la metodología Proctor de compactación dinámica y se hizo uso de la compactación estática, con el fin de evaluar la incidencia en el proceso con el cambio en la naturaleza y la cantidad de la energía aplicada sobre el material. Con muestras compactadas estáticamente se evaluaron las características de retención de agua para diferentes estados de compactación, teniendo en cuenta la succión como una información adicional para entender el comportamiento del suelo en pruebas de resistencia al corte. En muestras de suelo natural y otros especímenes compactados a la misma densidad y con un contenido de agua similar al natural, se investigó la diferencia entre los dos estados, haciendo uso de la microscopía óptica, la construcción de curvas de retención de agua y la evaluación del comportamiento en resistencia al corte de estos especímenes.

Los resultados experimentales permiten la interpretación del comportamiento del suelo, en términos de las variables tradicionales de densidad y contenido de agua de compactación, teniendo en cuenta la variable succión. De manera indirecta se evidenció que de acuerdo a la naturaleza y cantidad de energía de compactación se puede generar diferente tipo de fábrica en el suelo, de acuerdo al contenido de agua de compactación y por ende se encuentran diferentes características de retención de agua y comportamientos en resistencia al corte del suelo estudiado. También se verificó la influencia en el cambio del grado de saturación sobre la resistencia al corte del suelo, partiendo de dos estados de compactación, a densidad constante y contenido de agua diferente.

Aplicando la metodología expuesta por Hvorslev (1937), en un ensayo exploratorio se buscó representar los estados de falla en corte, de especímenes compactados en un

espacio determinado por las variables: esfuerzo efectivo normal, contenido de agua y esfuerzo cortante ( $\sigma'$ ,  $\omega$ ,  $\tau$ ).

Las conclusiones y recomendaciones que surgen de la investigación se han organizado en tres secciones: características del material, comportamiento en compactación y de resistencia al corte; y la última sección que corresponde a los ensayos y técnicas experimentales abordadas en este estudio. Finalmente, se presentan algunas recomendaciones que tienen por objeto motivar el trabajo en temas de investigación que complementen este estudio.

## 6.2 Características del material

El suelo de este estudio se clasifica como un limo de alta plasticidad según la carta de Casagrande. De acuerdo con el análisis granulométrico el material contiene tamaños tipo Limo en un 53.91%, arena en un 42.75% (predominan los tamaños de arena fina), y arcilla en un 3.34%.

Con análisis cuantitativo y cualitativo con microscopio óptico de la muestra en sección delgada, se puede concluir que este suelo es derivado de ceniza volcánica, pero es un suelo muy joven, puesto que no presenta evidencia directa de minerales ó alteraciones propias de una larga secuencia de meteorización en el tiempo.

Los componentes del esqueleto y la matriz del suelo muestran fragmentos líticos como biotita, vidrio volcánico, plagioclasas, hornblenda y piroxenos, lo cual podría indicar que este suelo se encuentra en la primera fase del desarrollo de la secuencia de meteorización en el tiempo, para transformarse completamente en Alofán y posteriormente en haloisita. Con el fin de verificar y detallar estas aseveraciones, se debe profundizar en el estudio de la química y mineralogía del suelo con el objeto de determinar la secuencia completa de meteorización y sus posibles implicaciones en las características y comportamiento mecánico del suelo.

El suelo en su estado natural podría describirse como un material cementado. Esta cementación puede considerarse muy ligera y se caracteriza por la presencia de óxidos de hierro en el nivel de escala estudiado.

### 6.3 Comportamiento en compactación y en ensayos de resistencia

Al usar el método de compactación estática como una variable en la naturaleza del proceso de compactación se pudo comprobar que este método presenta mayor eficiencia energética que el proceso de compactación dinámica.

Los resultados obtenidos en el ensayo de compactación dinámica con contenidos de agua cercanos al natural en el material en estudio, indican que al aumentar la energía de compactación se presenta un ablandamiento y acolchonamiento del suelo, lo que genera valores bajos en la densidad seca. Se infiere que este resultado es consecuencia de la descomposición de la estructura del suelo y el correspondiente ablandamiento del material.

La compactación estática presenta curvas bimodales en el plano (densidad seca - contenido de agua), lo que no ocurre con el proceso de compactación dinámica. De manera general se puede inferir que en el material de este estudio, los bajos contenidos de agua en el proceso de compactación estática permiten la continuidad de la fase de aire; y que el efecto del agua en este caso es facilitar la lubricación de las partículas. A medida que aumenta el contenido de agua se pueden estar presentando fenómenos de interacción de la fase de aire con la fase acuosa, disminuyendo la permeabilidad del suelo al aire, por esto se podría presentar la pérdida de eficiencia en el rango de contenido de agua cercano al 37%. A mayores contenidos de agua, la continuidad de la fase acuosa permite la mayor eficiencia de la energía de compactación en el proceso estático; esto también fue encontrado por Venkatarama y Jagadish (1993). De acuerdo al rango en el contenido de agua en el proceso de compactación, se pueden estar generando diferentes tipos de fábrica en el suelo.

Para el material de este estudio, los valores de succión matricial muestran que para contenidos de agua menores al 37%, el valor de la succión estaría controlado por la humedad de compactación con poca influencia de la densidad seca; por el contrario para contenidos de agua mayores a un valor aproximado de 37%, la succión matricial estaría controlada tanto por la densidad como por la humedad de compactación. Los resultados de Marinho y Stuermer (1999), muestran que este control está definido por el valor de la humedad usado para compactar la muestra, y destacan que si la compactación se realiza por el lado seco del óptimo, la tendencia sería hacia las líneas verticales, pero si se compacta por el lado húmedo la tendencia sería hacia las líneas de igual saturación teniendo en cuenta el valor de la densidad seca del espécimen.

Las curvas de retención de agua muestran la forma típica de las curvas encontradas para suelos con características de mineralogía y con distribución de tamaños de grano similares. Las curvas de retención, extendidas y con pendiente suave que se

encontraron, probablemente se presentan por la buena gradación del suelo y por la naturaleza de la energía de compactación estática. El suelo muestra la dependencia lineal de la succión matricial con el contenido de agua en función del límite líquido. Esta dependencia es coherente con los resultados de Rydley y Romero (1998) para cinco suelos compactados y se observa la tendencia al aumento de la pendiente conforme aumenta el límite líquido del material en cuestión.

La relación entre el contenido de agua y la succión en función de la densidad seca para el suelo en estudio, muestra una dependencia lineal. Se observa que a contenido de agua constante, el valor de la succión matricial es mayor cuanto mayor es la densidad seca. Esta característica es consistente con los hallazgos de Fleureau et al. (2002), quienes encontraron valores altos de succión matricial en el lado seco del óptimo para varios materiales y señalan que los resultados son coherentes con la fábrica del material en el lado seco y en lado húmedo.

Al comparar las curvas de retención de agua del material natural y del material compactado estáticamente, ambos con estados iniciales de densidad y contenido de agua similares; se observó que a contenido de agua constante, las muestras compactadas registran valores inferiores de succión matricial que los del suelo natural. Se infiere que existen diferencias marcadas en la fábrica de los dos materiales, principalmente mayor porosidad, debido al menor esfuerzo de compactación que se requiere durante la compactación estática. Se mostró a través de imágenes de microscopía óptica, que el proceso de compactación estática produce una fábrica en condiciones diferentes a la natural, observándose mayor porosidad y la presencia de continuidad en los vacíos del suelo "fisuras", que podrían ser una de las causas de la baja resistencia y rigidez del suelo compactado en los ensayos de comportamiento mecánico.

En las muestras de suelo natural se destaca la importancia que tiene la estructura y composición mineralógica en el comportamiento mecánico. En estas se presenta mayor resistencia al corte y mayor rigidez que las muestras compactadas a la misma densidad, para diferentes contenidos de agua de compactación. Una de las características de los suelos residuales es la existencia de vínculos cementantes entre partículas. Esos vínculos representan un componente de resistencia y rigidez que es independiente del estado de esfuerzos y de la densidad. La resistencia aportada por estos vínculos es variable a causa de los diferentes minerales presentes en el suelo y las diferencias en el proceso de meteorización. En el suelo de este estudio se comprobó que estos vínculos cementantes aportan mayor rigidez y resistencia al corte en la muestra en estado natural. En los especímenes compactados el comportamiento mecánico y las características de rigidez difieren debido a que en el proceso de secado y remoldeo del material, se produce un deterioro parcial o total de la estructura del suelo. Se debe tener en cuenta que incluso los enlaces débiles o vínculos cementantes que en una muestra son fáciles

de destruir, pueden proporcionar una componente de resistencia y rigidez con una influencia significativa en el comportamiento ingenieril del suelo cuando se encuentra como una gran masa in situ (Brenner et al., 1997).

Los resultados de ensayos de resistencia al corte muestran que cuando el proceso se lleva a cabo en el lado seco del óptimo de compactación, al mantener constante la densidad seca, la resistencia al corte y rigidez del suelo es mayor, cuanto mayor es la succión matricial. Se infiere que este resultado es provocado directamente por el aumento en las tensiones capilares. Por otra parte, en muestras compactadas por el lado húmedo (succión matricial baja), se observó comportamiento dúctil con baja resistencia al corte. En las trayectorias se observa que el material presenta ablandamiento por deformación para todas las densidades evaluadas, para valores altos de succión. En los especímenes con valores bajos de succión se presenta endurecimiento por deformación para las cuatro densidades evaluadas. Esto significa que la densidad y la succión son factores importantes que influyen en el comportamiento de endurecimiento o ablandamiento de suelos parcialmente saturados compactados. También se observa que la resistencia residual y la resistencia pico siempre tienden hacia un mismo valor conforme aumenta el esfuerzo normal ( $\sigma_n$ ).

Se estudió la incidencia de la humedad de compactación sobre el comportamiento en especímenes inundados (casi saturados) con igual densidad seca, pero diferente contenido de agua de compactación. Un espécimen se compactó por el lado seco y el otro por el lado húmedo del óptimo de compactación. Para los dos especímenes el comportamiento es dúctil durante la etapa de falla, sin presencia de pico y aunque es paralelo, el comportamiento difiere en los valores de resistencia alcanzados, lo cual sugiere diferencia en la fábrica ó arreglo de las partículas al final de la etapa de compactación. El espécimen compactado estáticamente por el lado húmedo, presenta mejor comportamiento que los especímenes compactados por el lado seco; cuando ambos se encuentran en estado de saturación.

Se puede inferir que el comportamiento dilatante o contráctil del suelo compactado de este estudio, depende en mayor medida de las condiciones de succión inicial que del valor de densidad seca. Se observa un comportamiento dilatante en las muestras naturales, pese a encontrarse con una succión matricial inicial excesivamente baja, lo cual resalta la importancia de la estructura original del suelo, que podría estar proporcionando mayor rigidez durante el ensayo de corte directo.

Durante el estudio se plantea el uso de un criterio para el control de la compactación en campo del material investigado, el cual estaría basado en el contenido de aire en poros y la densidad seca ( $\rho_d$ ), para conseguir una resistencia especificada. La resistencia al corte se podría medir mediante pruebas de compresión Inconfinada, CBR o veleta de corte; el contenido de aire en poros se puede calcular a través de la densidad en campo, el contenido de agua y el valor de la gravedad específica.

Se concluye que el criterio de falla Hvorslev-Coulomb (Schofield y Wroth, 1965), puede describir el comportamiento de suelos parcialmente saturados compactados, usando como variables el estado de esfuerzos compresivo y cortante (normalizados); con el contenido de agua en la zona de falla, como tercera variable.

La representación matemática del comportamiento en resistencia al corte del suelo estudiado se puede realizar usando el criterio de falla de Mohr – Coulomb extendido (Fredlund y Morgenstern, 1977). El criterio representa muy bien el estado de esfuerzos de falla encontrados en el material para los estados característicos estudiados. Es importante aclarar que para diferentes estados de compactación ( $\rho_d$ ,  $\omega$ ) los valores del ángulo de fricción en condición de saturación ( $\phi'$ ) y el ángulo que indica la tasa de incremento de resistencia al corte con respecto a la succión matricial ( $\phi^b$ ) varían de acuerdo al rango de succión evaluado y la densidad seca del espécimen.

Con la aplicación de este criterio, se confirma que el comportamiento del suelo compactado de este estudio está caracterizado con el hecho de que la succión y la densidad seca tienen una relación directa con la resistencia al corte para el rango de succiones ensayado. En el modelo se observa que a mayor densidad seca, se presenta mayor resistencia al corte. La condición de contenido de agua en la cual se compacte (rama seca ó rama húmeda del óptimo), también es relevante en la modelación matemática, puesto que se observa que la relación lineal (succión – resistencia cortante) difiere para las dos ramas.

## 6.4 Ensayos y técnicas experimentales

El estudio de los suelos residuales demanda la implementación de ensayos y técnicas experimentales que a menudo requieren variaciones en los procedimientos de los estándares o normas con las cuales se ejecuta la caracterización de la mayoría de los suelos. En esta investigación, se comprobó que el suelo en estudio posee propiedades que son susceptibles a cambios derivados de procedimientos usados comúnmente (p.e. el caso del secado previo en suelos derivados de cenizas volcánicas, evaluación del contenido de agua en suelos residuales, desagregación previa a los ensayos, etc.). Se requiere desarrollar procedimientos y normatividad específica, basados en estudios experimentales; que permitan estudiar y caracterizar los suelos residuales. Se recomienda realizar investigación en ensayos de caracterización ingenieril básica sobre suelos residuales, teniendo en cuenta las recomendaciones que autores, como es caso de Fookes (1997) han sugerido para la determinación de características físicas de suelos tropicales.

Los ensayos específicos de caracterización química y mineralógica, se usaron como un complemento a la caracterización básica del suelo en estudio. Existen varios tratamientos previos para las muestras en estudio, que hacen posible la variación en los resultados de

las pruebas. El limitado conocimiento en los campos de la química y mineralogía por parte de los ingenieros civiles, es la causa del escaso aprovechamiento que se le da a estas técnicas de identificación de los diferentes componentes de suelos residuales. Se recomienda hacer uso de éstas técnicas, profundizando en el conocimiento en las áreas mencionadas con el fin de aprovechar de manera eficiente los resultados de los ensayos.

El uso de técnicas para conocer el tamaño y distribución de poros en suelos residuales, requiere la afinación de la etapa de tratamiento previo de la muestra. Los procedimientos de ejecución de estas pruebas generalmente están ligados a las necesidades específicas de áreas del conocimiento como el de la química. En este estudio el suelo residual fue previamente secado para la ejecución del ensayo de Sortimetría, esto podría causar variación en los resultados de la curva isoterma y la distribución de microporos, encontrados con la prueba. Se requiere abordar experimentalmente este tipo de técnicas, con el fin de mejorar los procedimientos y el análisis de resultados para uso en geotecnia.

Al comparar la velocidad con que se efectúa el ensayo dinámico con la velocidad con que se realiza la compactación estática, se puede concluir que el proceso estático es preferentemente drenado y permite el uso del agua como lubricante en el acomodamiento de las partículas. Por el contrario el proceso dinámico, sería preferentemente no drenado, causando la destrucción de la estructura del suelo, con un proceso de consolidación incluido.

## 6.5 Futuras investigaciones

De acuerdo con Venkatarama y Jagadish (1993) si el suelo se encuentra con grandes valores de humedad en la prueba de compactación estática, toda la masa del material se somete a desplazamiento positivo, con lo que se genera continuidad de la fase acuosa presentándose así, el inicio de la consolidación, por lo cual no es posible la compactación como una respuesta instantánea en el proceso. Debido a esto, se recomienda llevar a cabo la medición de la presión de poros durante el proceso de compactación estática con el fin de corroborar las características de drenaje de este proceso y verificar que se esté llevando a cabo la compactación mediante la expulsión de aire y no un proceso de consolidación.

El experimento de Hvorslev (1937) es de gran ayuda para entender el comportamiento del suelo parcialmente saturado. Se propone realizar una investigación experimental que aborde en detalle este criterio en suelos compactados, con materiales que no presenten comportamiento inusual, como el estudiado en esta investigación.

El programa experimental, se enfocó en el uso de ensayos y técnicas experimentales que permitieran estudiar las relaciones entre la succión matricial y la resistencia al corte, en un suelo residual compactado. Usando el equipo de corte directo convencional, se puede analizar el comportamiento mecánico en corte, sin control de succión durante el ensayo. Sin embargo, para futuras investigaciones se recomienda hacer uso de equipos de corte modificados (con control de succión), enfocando la investigación al comportamiento del suelo compactado durante el incremento o decremento en los valores de succión. También es de interés el estudio de la resistencia al corte del suelo natural, en un equipo de corte con control de succión, con el fin de verificar el efecto de la cementación que se da por la presencia de óxidos de hierro en la estructura del suelo natural.

Se podrían usar los conceptos de comportamiento intrínseco propuestos por Burland (1996), para evaluar la influencia del cambio de la microestructura en los parámetros de resistencia del material estudiado. El suelo de esta investigación evidenció diferencias en rigidez y resistencia entre los especímenes naturales y compactados, que se le atribuyen a la pérdida de la estructura original del suelo durante los procesos de secado y remoldeo. El enfoque del trabajo de Burland et al. (1996) podría ser un punto de partida para estudiar la influencia que tiene la variación de la estructura entre especímenes naturales y compactados del suelo investigado, sobre el comportamiento mecánico del material.

## 6.6 Referencias del capítulo

Acar, Y. B. y P. Nyeretse, P. 1992. Total suction of artificial mixtures of soil compacted at optimum water content. *Geotechnical Testing Jnl.* 15, 1: 65-73.

Brenner, R. P., Garga, V. K. Blight, G. E. 1997. Shear strength behavior and the measurement of shear strength in residual soils. *Mechanics of residual soils. A guide to the formation, classification and geotechnical properties of residual soils, with advice for geotechnical design.* Technical Committee 25 on The properties of Tropical and Residual Soils of The International society for soil Mechanics and Foundation Engineering. Balkema/Rotterdam/Brookfield.

Fleureau, J. M., Verbrugge, J.C., Huergo, P.J., Correia, A.G. & Kheirbek-Saoud, S. 2002. Aspects of the behavior of compacted clayey soils on drying and wetting paths. *Canadian Geotech. J.*, 39(6): 1341–1357.

Frost, R.J. 1967, Importance of correct pre-testing preparation of some tropical soils. *Proc. First Southeast Asian Regional Conf. on Soil Engineering*, Bangkok: 44-53.



Hvorslev, M. J. 1937. *Über die festigkeitseigenschaften Gestorter Bindiger Boden*, Kopenhagen.

Marinho, F.A. y Chandler, R.J. 1993. Aspects of the behaviour of clays on drying. Proc. Sess. on Unsat. Soils. ASCE Nat. Conv. Dallas. Oct.

Marinho, F.A.M. & Stuermer, M.M. 1999. The influence of the compaction energy on the SWCC of a residual soil. ASCE Geotechnical Special Publication 99. *Advances in Unsaturated Geotechnics*, pp. 125–141.

Mitchell, J. & Sitar, N. (1982). Engineering properties of tropical residual soils. *Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils*. Proceedings ASCE, Honolulu, January 11-15, 1982, pp 30-57.

Ridley, A.M. & Romero, J. 1998. Suction-water content relationships for a range of compacted soils. Proc. 2nd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Beijing, Vol. 1: 114–118.

Schofield, A. & Wroth, P. 1965. *Critical State soil Mechanics*. Lecturers in Engineering at Cambridge University.

Venkatarama Reddy, B. V. & Jagadish, K. S. 1993. The static compaction of soils Technical Note. *Géotechnique* 43, No. 2, 337-341.

Wesley, L.D. 2003. Geotechnical characterization and behavior of allophane clays. Proc. International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Singapore. Vol. 2, 1379-1399.

Wesley L.D. 2003(a). Geotechnical properties of two volcanic soils. *Geotechnics on the volcanic edge*. Tauranga, March 2003. New Zealand Geotechnical Society Symposium. The Institution of Professional Engineers New Zealand.