



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Influencia del contenido de Materia Orgánica en el cambio volumétrico de arcillas blandas

Carlos Román Reina Leal

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ingeniería – Geotecnia
Bogotá D.C., Colombia

2019

Influencia del contenido de Materia Orgánica en el cambio volumétrico de arcillas blandas

Carlos Román Reina Leal

Trabajo final presentado como requisito parcial para optar al título de:

Magister en Ingeniería - Geotecnia

Director:

Julio Esteban Colmenares Montañez, IC, MG, MSc, DIC, PhD

Profesor Titular

Línea de Investigación:

Relaciones constitutivas de suelos, rocas y materiales afines – Geotecnia Básica

Grupo de Investigación:

Geotechnical Engineering Knowledge and Innovation - GENKI

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería

Maestría en Ingeniería - Geotecnia

Bogotá D.C., Colombia

2019

*A mi papá,
a mi mamá,
a mis hermanos,
a Emilia*

*“Si je vous ai raconté ces détails sur
l’astéroïde B 612 et si je vous ai confié son
numéro, c’est à cause des grandes
personnes. Les grandes personnes aiment
les chiffres. (...) Mais, bien sûr, nous qui
comprenons la vie, nous nous moquons bien
des numéros !”*

Le Petit Prince, Antoine de Saint-Exupéry

Agradecimientos

Al profesor Julio Esteban Colmenares Montañez por sus consejos, orientación y paciencia. Su apoyo continuo y amistad hicieron posible la culminación de este trabajo.

A mis compañeros del Grupo de Investigación GENKI y del Laboratorio de Geotecnia, por su compañía y apoyo.

A Leonardo Quiñones Díaz y Luis José Parra Gómez por el trabajo, las múltiples ideas y las interminables discusiones académicas.

A Cesar Santiago Ramírez Rodríguez por las investigaciones en conjunto, sus aportes durante este trabajo, pero especialmente por su apoyo y amistad.

Resumen

En este documento se presenta un estudio experimental del cambio volumétrico de arcillas blandas con altos contenidos de materia orgánica involucrando variables físicas y mecánicas. El estudio realizado incluyó la ejecución de ensayos de consolidación unidimensional en condición de saturación total y ensayos de secado en condición inconfínada para materiales en estado inalterado y para materiales reconstituidos. En el primer caso, se hizo énfasis en las trayectorias mecánicas a las que se ven sometidos los materiales en un proceso de carga, mientras que en el segundo caso se hizo énfasis en las trayectorias hídricas a las que se ven sometidos los materiales cuando se presentan procesos de secado. Los resultados experimentales permitieron evaluar la influencia del contenido de materia orgánica (CMO) de las arcillas de Bogotá, en el comportamiento volumétrico. Se encontró que, si bien se presentan mayores cambios volumétricos con el aumento del CMO, este aumento no es lineal y no es igual para todos los intervalos de CMO. La compresibilidad de materiales normalmente consolidados, expresada en términos del índice de compresión virgen, varía de forma hiperbólica con el CMO. A mayor CMO se tiene un mayor potencial de cambio volumétrico ante procesos de secado, variando de un 37 % de potencial de cambio volumétrico, para CMO del 6 %, hasta valores de alrededor de 80 % de potencial de cambio volumétrico, para CMO superiores al 80 %.

Palabras clave: arcillas de Bogotá, contenido de materia orgánica, compresibilidad, contracción.

Abstract

This document presents a volumetric change experimental study in soft clays with high organic matter contents, involving both physical and mechanical variables. Saturated Oedometric, and free shrinkage test for intact and reconstituted samples were carried out. In the former, the mechanical paths due to loading process were studied, and for the latter an emphasis was made on the hydric paths during the drying process. The experimental results allowed the assessment of the influence of the organic matter content (OMC) in the volumetric change behaviour of the Bogota clay. An increase in the OMC of soils implies higher volumetric changes, though their relationship is not linear and is not the same for all OMC intervals. Compressibility of normally consolidated soils, measured with the virgin compression index, varies hyperbolically with the OMC. At higher OMC, there is a higher volumetric change potential during drying processes, varying from 37 % for an OMC of 6 %, to 80% for an OMC higher than 80 %.

Keywords: Bogota clay, organic matter content, compressibility, shrinkage.

Contenido

	Pág.
Resumen	IX
Contenido	XI
Lista de figuras	XIII
Lista de tablas	XVI
Lista de Símbolos y abreviaturas	XVII
Introducción	1
1. Marco de Referencia	5
1.1 Suelos Saturados	6
1.1.1 Teoría de la Consolidación.....	13
1.1.2 Compresión secundaria	19
1.1.3 Fábrica y estructura de los suelos	28
1.2 Suelos parcialmente saturados.....	34
1.2.1 Proceso de secado	36
1.3 Resumen	39
2. Características de los suelos con altos contenidos de materia orgánica	41
2.1 Propiedades índice y clasificación	42
2.2 Fábrica y estructura	48
2.3 Cambios volumétricos por consolidación	51
2.4 Cambios volumétricos en condición no saturada	56
2.5 Resumen	59
3. Características de los suelos estudiados	61
3.1 Contexto geológico	61
3.2 Geoquímica y mineralogía	65
3.3 Propiedades físicas	72
3.4 Compresibilidad	73
3.5 Cambios volumétricos por secado	79
3.6 Resumen	80
4. Protocolo experimental	83
4.1 Ensayos de consolidación unidimensional	85
4.2 Reconstitución de materiales	86
4.3 Ensayos de contracción libre	87

5. Resultados experimentales y análisis de resultados.....	89
5.1 Curvas de consolidación	89
5.2 Curvas de compresibilidad intrínsecas	98
5.3 Índice de compresión secundaria.....	106
5.4 Curvas de contracción.....	113
6. Conclusiones y recomendaciones	125
6.1 Conclusiones	125
6.1.1 Consolidación unidimensional	126
6.1.2 Secado libre	128
6.2 Recomendaciones	130
A. Anexo: Ensayos de difracción de rayos X	133
B. Anexo: Ensayos de consolidación unidimensional	145
Bibliografía.....	159

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1-1: Valores de C_c respecto de w y del LL.	13
Figura 1-2: Modelo reológico de dos parámetros.	15
Figura 1-3: Comparación de ensayos de consolidación unidimensional a tasa de deformación constante y ensayos convencionales.	17
Figura 1-4: Comparación de esfuerzos de pre-consolidación obtenidos por Casagrande y por Janbu.	18
Figura 1-5: Modelo reológico de 5 parámetros para representar el comportamiento de suelos.	20
Figura 1-6: Hipótesis de la forma en que se presenta la compresión secundaria en el terreno.	22
Figura 1-7: Diferencia entre C_c como derivada y C_c como promedio.	24
Figura 1-8: Relación entre C_c y C_α	25
Figura 1-9: Variación de C_α con la RSC.	27
Figura 1-10: Variación C_α con el nivel de esfuerzos.	27
Figura 1-11: Variación de C_α con la relación de incremento de carga.	28
Figura 1-12: Tipos de fábrica en arcillas.	29
Figura 1-13: Aumento en el esfuerzo de cedencia por la presencia de estructura en los materiales.	33
Figura 1-14: Pérdida gradual de la estructura.	33
Figura 1-15: Etapas del proceso de secado de los materiales.	38
Figura 1-16: Variación de la relación de vacíos y de la relación de agua con la succión.	38
Figura 2-1: Imagen SEM de turbas donde se identifican sus distintos tipos de poros.	49
Figura 2-2: Rebote y asentamiento debido a carga y descarga.	55
Figura 2-3: Curva de retención de las turbas ante procesos de secado y humedecimiento.	57
Figura 2-4: Curva de contracción de las turbas en el espacio $e - e_w$	58
Figura 3-1: Esquema de la distribución de las diferentes facies que se presentan en la sedimentación de un lago.	63
Figura 3-2: Ubicación de los sitios de exploración para esta investigación.	68
Figura 3-3: Difractogramas obtenidos para 3 materiales de estudio con distintos CMO, calcinados a 550 °C.	69

Figura 3-4:	Ensayos termo gravimétricos para arcillas con CMO entre el 6 y el 17 %.....	70
Figura 3-5:	Ensayo termo-gravimétrico realizado en una turba.....	71
Figura 3-6:	Variación del contenido de agua, del peso unitario, del peso específico y del contenido de materia orgánica con la profundidad en el Campus Universitario.	75
Figura 3-7:	Variación de C_c y C_r en los primeros 20 m del perfil.....	76
Figura 3-8:	Variación de C_c , del LP, del LL y de la actividad de las arcillas con la profundidad.	78
Figura 3-9:	Curvas de retención típicas para una arcilla de Bogotá.....	79
Figura 3-10:	Curva de contracción de arcillas inalteradas	80
Figura 4-1:	Metodología del protocolo experimental.....	84
Figura 5-1:	Curvas de consolidación de material reconstituido con 86 % de CMO.	91
Figura 5-2:	Curvas de consolidación de material reconstituido con 86 % de CMO, para un esfuerzo vertical efectivo de 1094 kPa.....	91
Figura 5-3:	Curvas de consolidación para un esfuerzo cercano a 1000 kPa, para materiales reconstituidos con diferentes contenidos de materia orgánica.	92
Figura 5-4:	Curvas de consolidación para un material con el 6 % de CMO.	94
Figura 5-5:	Determinación del esfuerzo de pre-consolidación, por el método de Janbu y por el Método de Casagrande, para el material con el 6 % de CMO	95
Figura 5-6:	Curvas de consolidación para un material con el 11 % de CMO.	95
Figura 5-7:	Determinación de por el método de Janbu y por el Método de Casagrande para el material con el 11 % de CMO.	96
Figura 5-8:	Curvas de consolidación para un material con el 86 % de CMO.	97
Figura 5-9:	Determinación de por el método de Janbu y por el Método de Casagrande para el material con el 86 % de CMO.	97
Figura 5-10:	Curvas de compresibilidad para materiales reconstituidos.	100
Figura 5-11:	Índice de compresión virgen intrínseco para diferentes materiales.	101
Figura 5-12:	Evaluación del nivel de estructura para materiales naturales con diferente CMO.	102
Figura 5-13:	Evaluación de la estructura para turbas a diferentes profundidades.....	103
Figura 5-14:	Variación del índice de compresión virgen para materiales inalterados con diferentes CMO en escala aritmética.	105
Figura 5-15:	Variación del índice de compresión virgen para materiales inalterados con diferentes CMO en escala semi-logarítmica.....	105
Figura 5-16:	Índice de compresión secundaria para muestras reconstituidas....	106
Figura 5-17:	Índice de compresión secundaria para materiales con bajos contenidos de materia orgánica.	110

Figura 5-18:	Índice de compresión secundaria para materiales con contenidos intermedios de materia orgánica.	110
Figura 5-19:	Índice de compresión secundaria para materiales con altos contenidos de materia orgánica.....	111
Figura 5-20:	Índice de compresión secundaria para materiales con muy altos contenidos de materia orgánica.....	111
Figura 5-21:	Variación de $C\alpha$ para diferentes CMO, en materiales reconstituidos.	112
Figura 5-22:	Curvas de retención para caolín mezclado con diferentes CMO...	114
Figura 5-23:	Cambios volumétricos para mezclas de caolín con humus.	115
Figura 5-24:	Curvas de retención para materiales inalterados con distintos CMO.....	116
Figura 5-25:	a) curvas de contracción y b) curvas de desaturación para materiales reconstituidos con distintos CMO.	119
Figura 5-26:	Curvas de contracción para materiales inalterados y reconstituidos con el 6 % de CMO.....	120
Figura 5-27:	Curvas de contracción para materiales inalterados y reconstituidos con el 11 % de CMO.....	121
Figura 5-28:	Deformación volumétrica de los suelos en función de su CMO.....	122
Figura 5-29:	Relación de vacíos mínima de los suelos en función de su CMO.	123
Figura 5-30:	Curva de compresibilidad y curva de secado para un material inalterado con 11 % de CMO.....	124

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1-1: Principales características de los modelos de compresibilidad.	8
Tabla 1-2: Correlaciones existentes para el índice de compresión C_c y la tasa de compresión (CR).	12
Tabla 1-3: Presiones de preconsolidación obtenidas de ensayos MIC y ensayos TDC (a tasa de 1 a $4 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$).	17
Tabla 2-1: Origen y características asociadas de los depósitos de turba.	43
Tabla 2-2: Propiedades Físicas y químicas de distintas turbas.	48
Tabla 2-3: Valores en los índices de compresión en escala logarítmica.	54
Tabla 3-1: Composición mineralógica típica de los suelos de Bogotá.	65
Tabla 3-2: Descripción de los materiales a los que se les realizaron ensayos de TGA y DRX.	67
Tabla 3-3: Materiales a los que se les realizaron ensayos de TGA y DRX.	67
Tabla 3-4: Principales minerales detectados en los ensayos DRX.	67
Tabla 4-1: Propiedades físicas de los materiales naturales reconstituidos.	87
Tabla 4-2: Propiedades de los materiales empleados para las mezclas artificiales	87

Lista de Símbolos y abreviaturas

Símbolos con letras latinas

Símbolo	Término	Unidad SI	Definición
C_c	Índice de compresión virgen	-	Sección 1.1
C_r o C_s	Índice de recompresión o de expansión	-	Sección 1.1
C_α	Índice de compresión secundaria	-	Sección 1.1.2
I_v	Índice de Vacíos	-	Sección 1.1.3
e_w	Relación de agua	-	Sección 1.2.1
m_v	Módulo de compresibilidad volumétrico	1/kPa	Sección 1.1.1
CR	Tasa de Compresión	-	Sección 1.1
RR	Tasa de Recompresión	-	Sección 1.1

Abreviaturas

Abreviatura	Abreviatura	Término
CIC	CEC	Capacidad de intercambio Catiónico (Cation Exchange Capacity)
CMO	OMC	Contenido de Materia Orgánica (Organic Matter Content)
CRA	SWRC	Curva de Retención Suelo-Agua (Soil-Water Retention Curve)
	EOP	Curva de compresibilidad al final del 100 % de la consolidación primaria (End-of-Primary)
LCI	ICL	Línea de compresión intrínseca (Intrinsic Compression Line)
LSV	VDL	Línea de secado virgen (Virgin Drying Line)
MIC	MSL	Múltiples incrementos de carga (Multiple Stage Loading)
TDC	CRS	Tasa de Deformación Constante (Constant Rate of Strain)
VEA	AEV	Valor de Entrada de Aire (Air Entry Value)

Introducción

La expansión urbana, el crecimiento demográfico junto con la concentración de las actividades económicas de la región Bogotá-Cundinamarca han propiciado un crecimiento desordenado y carente de fundamentos técnicos que permitan generar un desarrollo sostenible y responsable de la región. Proyecciones recientes muestran que para el 2035, el área de Bogotá y sus alrededores tendrá una población similar al área metropolitana de Moscú y Los Ángeles, siendo incluso superior a la proyección realizada para el área metropolitana de París (Naciones Unidas, 2018). El desconocimiento del territorio sobre el cual se va a desarrollar gran parte del país en los próximos años junto con los cambios en las condiciones ambientales (producto del cambio climático), ponen en evidencia la necesidad de tener una mayor comprensión del comportamiento del suelo, los métodos de diseño y las técnicas constructivas que permitan tener un crecimiento urbano responsable.

Los diferentes proyectos que se tienen planeados para mejorar la calidad de vida de los habitantes de la región mediante el aumento de su competitividad (CRC, 2010), tales como la construcción del metro, la construcción de un nuevo aeropuerto, la construcción de unidades de vivienda y la mejora de los accesos a Bogotá, requieren de una planeación del territorio desde un enfoque metropolitano. Dicha planeación, debe basarse en estudios técnicos que permitan tener un gran conocimiento del entorno. La mecánica de suelos y la ingeniería de cimentaciones son algunas de las áreas que requieren investigación y desarrollo tecnológico para el avance de la infraestructura de la región.

La mecánica de suelos clásica ha sido desarrollada alrededor de los materiales que se encuentran en las grandes ciudades, de las potencias económicas del siglo XX, que por su desarrollo e importancia económica requerían de obras especiales de infraestructura. Ejemplos de lo anterior se reflejan en los estudios e investigaciones realizadas (durante

el siglo XX), sobre el comportamiento de los materiales de los depósitos arcillosos de Londres, Boston y Bangkok (Glaeser, 2003; Lazarus, 2018; Suwanwiwattana, Chantawarangul, Mairaing, & Apaphant, 2001). Aunque los modelos clásicos han analizado de forma independiente la resistencia y la compresibilidad de los suelos los modelos propuestos en las últimas décadas corresponden a modelos de comportamiento acoplados, donde la resistencia de los materiales se encuentra en función del nivel de esfuerzos y de la historia de esfuerzos a la que ha sido sometido un material (Blommaert, The, Heemstra, & Termaat, 2000; Seyedan & Sołowski, 2018). No obstante, se deben estudiar las variables involucradas en cada uno de los procesos de forma independiente de forma tal que se logren identificar los parámetros de mayor relevancia.

El ambiente geológico en el cual se formó el altiplano sobre el cual se encuentra la ciudad de Bogotá, junto con su corta edad geológica, hace que los materiales del subsuelo tengan ciertas particularidades. Una de ellas, pero quizás la principal particularidad de estos materiales, radica en los contenidos relativamente altos de materia orgánica. Los suelos con altos contenidos de materia orgánica usualmente no son tenidos en cuenta al momento de realizar estudios del nivel de estructura, compresibilidad y resistencia. Lo anterior debido a la dispersión que estos suelos involucran al ser analizados, de forma simultánea, con suelos con bajos contenidos de materia orgánica (Burland, 1990; Leroueil, 1996).

El estudio presentado, tuvo como objetivo principal determinar la influencia del contenido de materia orgánica en las propiedades de cambio volumétrico de las arcillas blandas, tanto en condición de saturación total como en condición de saturación parcial. En el caso de suelos completamente saturados, se analizó la compresibilidad a mediano y largo plazo mediante el índice de compresión virgen y el índice de compresión secundaria, mientras que para los suelos parcialmente saturados se enfocó el análisis del comportamiento en el proceso de secado de los materiales. Estos análisis permitieron tener un acercamiento al comportamiento de los materiales profundos que se encuentran saturados, y al de aquellos en los que se presenta la posibilidad de desaturación y posterior fisuración debido al exceso de evaporación de los materiales con respecto al nivel de recarga de aguas subterráneas o superficiales.

El documento se encuentra organizado en 6 capítulos relacionados entre sí:

En el primer capítulo se presenta el marco de referencia general para el estudio del comportamiento volumétrico de suelos: Se diferencian los factores involucrados en el estudio de suelos saturados y no saturados, así como los principales factores, relacionados con la fábrica y la estructura, relevantes en el estudio de cambios volumétricos.

En los capítulos 2 y 3 se presentan las principales propiedades y generalidades de los materiales con altos contenidos de materia orgánica y del material empleado para la investigación.

En el capítulo 4 se presenta el protocolo experimental seguido durante el desarrollo de la investigación, haciendo énfasis en la obtención de las curvas de cambio volumétrico debido a la aplicación de cargas externas (curvas de compresibilidad) y de las curvas de cambio volumétrico debido a procesos de secado (curvas de contracción).

En el capítulo 5, se presentan los resultados experimentales de los ensayos de consolidación y de las curvas de contracción de los materiales de estudio. Los análisis realizados se enfocan en el análisis de la estructura de los materiales, así como de la dependencia de las distintas propiedades ingenieriles respecto del contenido de materia orgánica de los suelos.

Finalmente, en el capítulo 6, se presenta la recopilación de las principales conclusiones obtenidas en cada uno de los capítulos presentados y las recomendaciones para futuras investigaciones.

Los resultados experimentales permitieron evaluar la influencia del contenido de materia orgánica en la compresibilidad intrínseca, en el índice de compresión secundaria y en el potencial de cambio volumétrico de los materiales. Dentro de los análisis realizados, se identificaron los intervalos de contenido de materia orgánica para los cuales el comportamiento del suelo se ve total o parcialmente influenciado por su presencia. Los análisis realizados, constituyen la base necesaria para el estudio del comportamiento de arcillas blandas, involucrando como variable independiente su contenido de materia orgánica.

1. Marco de Referencia

Para el estudio de las propiedades mecánicas de los materiales térreos, se debe tener presente que tanto suelos como rocas se componen de una fase sólida, una fase líquida, y una fase gaseosa. La interacción entre las tres fases, así como su presencia en mayor o menor proporción, son determinantes al momento de estudiar el comportamiento de los suelos. La composición química de cada una de las fases depende del ambiente de formación de los suelos y de las condiciones ambientales que se han presentado desde su formación hasta el momento del estudio de su comportamiento (Budhu, 2011).

Cuando la fase líquida ocupa por completo los poros, entre las partículas sólidas, se habla de suelos saturados, en los cuales no se tienen fluidos compresibles (como los gases), y en los cuales el cambio volumétrico que se presente dependerá de los cambios en los esfuerzos efectivos. Estos cambios en esfuerzos efectivos pueden ser respuesta a procesos naturales (geológicos), tales como la denudación o la sedimentación, o antropogénicos tales como el bombeo de agua subterránea, la construcción de obras civiles, excavaciones, etc. Estos cambios involucran una variación en el contenido de agua sin remplazo del agua por aire, dando lugar al proceso de consolidación o de expansión, según se presente un aumento o una reducción en los esfuerzos efectivos (Terzaghi, 1943).

Por el contrario, si la fase líquida ocupa únicamente una parte de los poros existentes, el espacio inter-particular restante es ocupado por gases, dando lugar a suelos no saturados. Los cambios volumétricos que se presentan en los suelos no saturados, se encuentran usualmente asociados a las variaciones en el contenido de agua (con remplazo del agua por aire), generados por el cambio en los niveles de succión, debidos a distintos procesos que ocurren de manera simultánea como lo son la infiltración, evaporación, evapotranspiración y variación del nivel freático (Lu & Likos, 2004).

En este capítulo se presenta el marco conceptual para el estudio del comportamiento volumétrico de suelos saturados y no saturados.

1.1 Suelos Saturados

Los cambios volumétricos de los suelos saturados, dejando de lado los cambios presentados debido a la modificación de la estructura de los minerales expansivos, se presentan por el aumento o la reducción del volumen de poros, debido a cambios en el esfuerzo efectivo actuante. Para satisfacer la condición de saturación, estos poros deben permanecer en todo momento llenos de agua, de forma tal que no se presente en ningún momento remplazo de la fase líquida por la fase gaseosa.

El estudio de los cambios volumétricos, que involucra el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo, está conformado por 3 etapas en las cuales se deben analizar las deformaciones (Müthing, 2017; Skempton & Bjerrum, 1957): (1) compresión inicial, que ocurre en el momento en el que se aplica la carga y corresponde a la compresión de los gases existentes en las muestras (en caso de existir) y a las deformaciones elásticas de las partículas sólidas, (2) consolidación primaria, que corresponde a la deformación por disipación del exceso de poros generada con el incremento de esfuerzos efectivos, y (3) compresión secundaria, que corresponde a los cambios volumétricos que tienen lugar bajo la acción de un esfuerzo efectivo constante, una vez disipada la totalidad del exceso de presión de poros.

La deformación de los materiales suele ser analizada mediante distintas variables, dependiendo de la teoría escogida para el análisis, siendo posible emplear la relación de vacíos e , el volumen específico v ($v = 1 + e$), o las deformaciones unitarias ε . Tanto los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo se pueden estudiar en escala aritmética, logarítmica de base 10, o logarítmica de base natural, obteniendo distintos parámetros que pueden ser empleados en los diferentes modelos de comportamiento.

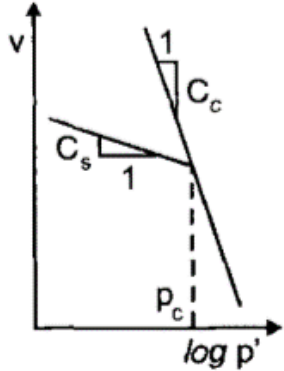
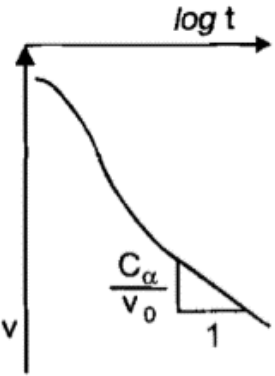
En la mecánica de suelos clásica se suelen analizar de forma independiente las curvas esfuerzo-deformación y las curvas deformación-tiempo. Este tipo de análisis corresponde con las metodologías de cálculo de asentamientos y deformaciones para la construcción

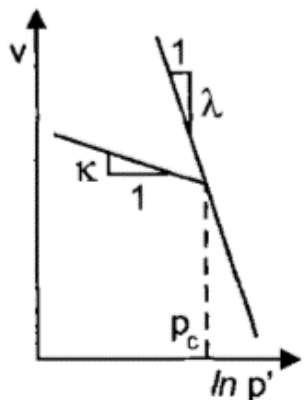
de cimentaciones. La curva esfuerzo-deformación suele denominarse *curva de compresibilidad*, y de su análisis en el espacio aritmético, semilogarítmico o logarítmico, se derivan los distintos modelos de compresibilidad existentes. Por otra parte, las curvas deformación-tiempo corresponden a los procesos de consolidación primaria y compresión secundaria.

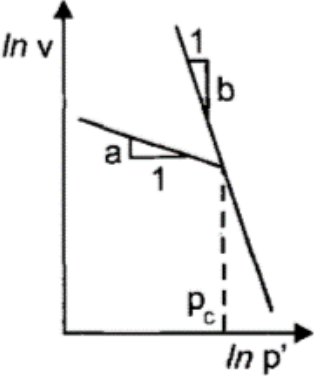
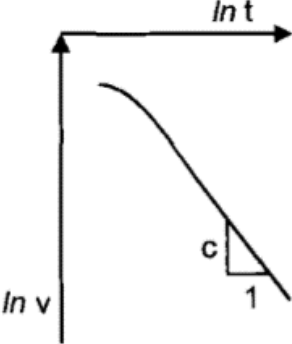
En la **Tabla 1-1** se presentan los modelos de compresibilidad más usados para el cálculo de asentamientos y deformaciones, junto con la representación respectiva del proceso de consolidación primaria y compresión secundaria (Blommaert et al., 2000).

Los parámetros obtenidos de las curvas de compresibilidad, se han relacionado con las propiedades físicas de los materiales tales como la relación de vacíos, el contenido de agua in situ, el límite líquido, etc. En la **Tabla 1-2** se presenta una recopilación de las principales relaciones existentes en la literatura para obtener el índice de compresión y la tasa (o factor) de compresión ($CR = C_c / (1 + e)$), a partir de la clasificación física básica de los materiales. La **Figura 1-1** presenta de forma gráfica las correlaciones presentadas en la **Tabla 1-2** para C_c . Para un valor de LL de 100 %, se pueden obtener índices de compresión que varían de 0,41 a 1,01. La variabilidad en los valores calculados está asociada a que cada una de dichas correlaciones fue propuesta para suelos específicos, presentando limitaciones en su uso de forma general sin tener en cuenta las condiciones particulares para las cuales fueron determinadas.

Tabla 1-1: Principales características de los modelos de compresibilidad.

Modelo	Compresibilidad	Consolidación	Limitaciones
<p>Bjerrum</p> <p>Modelo para el cálculo de asentamientos basado en el ensayo de consolidación unidimensional (Bjerrum, 1967)</p>	<p>Se presenta una relación lineal para esfuerzos inferiores al máximo esfuerzo efectivo que ha soportado la muestra en su historia (esfuerzo de preconsolidación p'_c), conocida como el índice de recompresión o de expansión C_s, y una relación lineal distinta para esfuerzos superiores a p'_c, conocida como el índice de compresión virgen C_c.</p>  <p>(Blommaart et al., 2000)</p>	<p>Relación lineal en el espacio $v - \ln t$ una vez ha ocurrido la disipación del exceso de presión de poros generado por los incrementos de carga.</p>  <p>(Blommaart et al., 2000)</p>	<p>Los suelos blandos tienen curvas de compresibilidad convexas que no se recogen en el modelo.</p> <p>Se sobreestiman aquellas deformaciones que superan el 30 % respecto al volumen inicial, (Blommaart et al., 2000; Butterfield, 1979).</p> <p>No se presenta un análisis acoplado entre los procesos de consolidación y compresión secundaria.</p>

Modelo	Compresibilidad	Consolidación	Limitaciones
<p>Cam-Clay</p> <p>Modelo generado para definir la superficie de estado límite de los materiales (Roscoe & Burland, 1968)</p>	<p>Se presenta una relación lineal para esfuerzos inferiores a p'_c, conocida como el índice de recompresión o de expansión κ, y una relación lineal distinta para esfuerzos superiores a p'_c, conocida como el índice de compresión virgen λ.</p>  <p>(Blommaert et al., 2000)</p>	<p>No incluye la representación de las deformaciones con respecto al tiempo.</p>	<p>Los suelos blandos tienen curvas de compresibilidad convexas que no se recogen en el modelo.</p> <p>No se presenta un análisis acoplado entre los procesos de consolidación y compresión secundaria.</p>

Modelo	Compresibilidad	Consolidación	Limitaciones
<p>$A - B - C$</p> <p>Modelo desarrollado por Den Haan (Den Haan, 1994, 1996), para representar materiales blandos.</p>	<p>Se presenta una relación lineal para esfuerzos inferiores a p'_c, conocida como el índice de recompresión o de expansión A, y una relación lineal distinta para esfuerzos superiores a p'_c, conocida como el índice de compresión virgen B.</p>  <p>(Blommaart et al., 2000)</p>	<p>Relación lineal en el espacio $\ln v - \ln t$, denominada C. El modelo hace uso de la tasa de deformación de la compresión secundaria, donde las líneas de igual tasa de compresión secundaria se conocen como isotacas.</p>  <p>(Blommaart et al., 2000)</p>	<p>No es un modelo acoplado entre consolidación y compresión secundaria.</p>

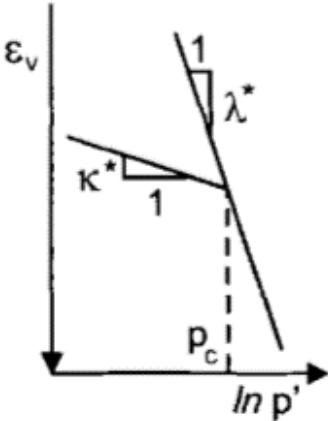
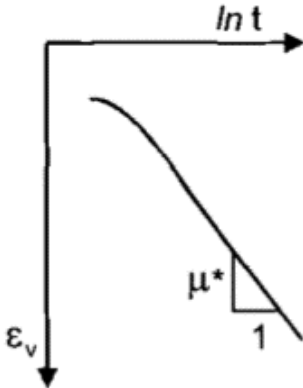
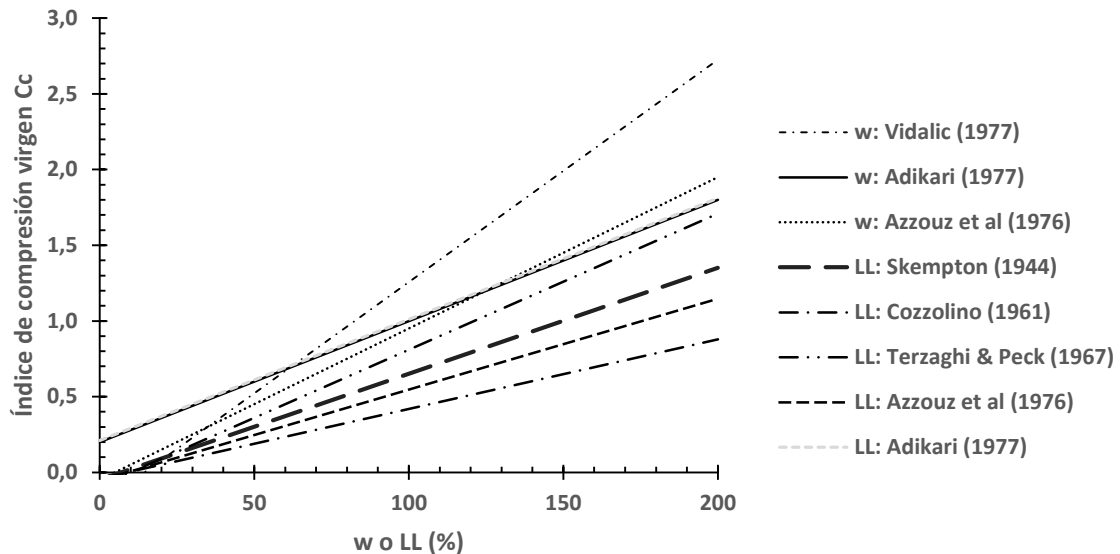
Modelo	Compresibilidad	Consolidación	Limitaciones
<p>Soft Soil Creep</p> <p>Modelo generado para ser aplicado en suelos problemáticos (The, Vermeer, & Termaat, 1998)</p>	<p>Se presenta una relación lineal para esfuerzos inferiores a p'_c, conocida como el índice de recompresión o de expansión κ^*, y una relación lineal distinta para esfuerzos superiores a p'_c, conocida como el índice de compresión virgen λ^*.</p>  <p>(Blommaart et al., 2000)</p>	<p>Un análisis acoplado entre la consolidación y la compresión secundaria, mediante la extensión del modelo Cam-Clay con un componente viscoplástico y la combinación con la teoría de consolidación de Biot (ver sección 1.1.1).</p>  <p>(Blommaart et al., 2000).</p>	<p>Los análisis que emplean este modelo de compresibilidad requieren cálculos computacionales debido a la formulación empleada.</p>

Tabla 1-2: Correlaciones existentes para el índice de compresión (C_c) y la tasa de compresión (CR). Tomado de Balasubramaniam & Brenner (1981).

Regression equation	Correlation coefficient	No. of samples	Applicability	Reference
$C_c = 0.007 (w_L - 7)$ $C_c = 1.15 (e_o - 0.35)$ $C_c = 0.256 + 0.43 (e_o - 0.84)$ $C_c = 0.0046 (w_L - 9)$ $C_c = 0.009 (w_L - 10)$			Remoulded clays All clays Brazilian clays	Skempton (1944) Nishida (1956) Cozzolino (1961)
$C_c = 0.0046 (w_L - 9)$ $C_c = 0.009 (w_L - 10)$			Brazilian clays Normally consolidated clays	Cozzolino (1961) Terzaghi & Peck (1967)
$C_c = 0.40 (e_o - 0.25)$ $C_c = 0.01 (w_n - 5)$ $C_c = 0.006 (w_L - 9)$ $C_c = 0.37 (e_o + 0.003 w_L - 0.34)$ $C_c = 0.40 (e_o + 0.001 w_n - 0.25)$ $C_c = 0.37 (e_o + 0.003 w_L + 0.0004 w_n - 0.34)$	0.85 0.79 0.59 0.86	717 717 678 678	Clays from Greece and some parts of the United States	Azzouz et al (1976)
$C_c = 0.40 (e_o + 0.001 w_n - 0.25)$ $C_c = 0.37 (e_o + 0.003 w_L + 0.0004 w_n - 0.34)$	0.85 0.86	717 678		
$C_c = 0.21 + 0.008 w_L$ $C_c = 0.22 + 0.29 e_o$ $C_c = 0.20 + 0.008 w_n$ $C_c = 0.20 + 0.008 w_L + 0.009 e_o$	0.70 0.77 0.77 0.70	113 113 113 113	Weathered and soft Bangkok clay	Adikari (1977)
$C_c = 0.1882 + 0.3097 e_c$ $C_c = 0.1509 + 0.3401 e_c - 0.0062 e_c^2$	0.88 0.90		Soft Bangkok clay	Sivandran (1979)
$C_c = 0.575 e_o - 0.241$ $C_c = 0.0147 w_n - 0.213$	0.966 0.963		French clays	Vidalie (1977)
$CR = 0.0043 w_n$ $CR = 0.0045 w_L$			Marine clays of Southeast Asia	Cox (1968)
$CR = 0.156 e_o + 0.0107 (e_o < 2)$	0.93	≈ 230	All clays	Elnaggar & Krizek (1970)
$CR = 0.14 (e_o + 0.007)$ $CR = 0.003 (w_n + 7)$ $CR = 0.002 (w_L + 9)$	0.74 0.68 0.53	717 717 678	Clays from Greece and some parts of the United States	Azzouz et al (1976)
$CR = 0.00566 w_n - 0.037$ $CR = 0.00463 w_L - 0.013$	0.81 0.63		Bangkok clays	Authors
$CR = 0.0039 w_n + 0.013 (for w_n < 100\%)$ $CR = 0.403 \log w_n - 0.478$	0.86 0.86		French clays	Vidalie (1977)

Figura 1-1: Valores de C_c respecto de w y del LL.

1.1.1 Teoría de la Consolidación

La consolidación es el proceso de reducción gradual de volumen debida a la expulsión de agua requerida para la disipación del exceso de presión de poros generado con la aplicación de cargas externas. Existen dos teorías de consolidación (Balasubramaniam & Brenner, 1981; Sills, 1975):

- No acoplada: se asume que el esfuerzo total es constante en todos los elementos, de forma tal que las deformaciones se deben únicamente a la disipación de los excesos de presiones de poros. Esta teoría está asociada a Terzaghi y a Rendulic (Rendulic, 1936; Schiffman, Ladd, & Chen, 1966).
- Acoplada: se incluye en la formulación la interacción que se presenta entre el esqueleto del suelo y el fluido intersticial. Este planteamiento corresponde con la teoría de consolidación Biot (1941)..

A pesar de la diferencia en la formulación de las dos teorías presentadas, existen ciertas ocasiones en las que la formulación de Biot se reduce a la teoría de consolidación de Terzaghi (Sills, 1975):

- Si se considera un medio infinito en una cavidad esférica,
- Si la suma de los esfuerzos totales normales es constante, o

- Si el campo de desplazamientos no rota y la carga es constante.

El ensayo comúnmente empleado para estudiar el proceso de consolidación en laboratorio es el ensayo de consolidación unidimensional en el que se presentan únicamente deformaciones axiales en las muestras (lo que no genera rotación del campo de desplazamientos) y ante incrementos de cargas constantes. Teniendo en cuenta lo anterior, los distintos análisis del proceso de consolidación se pueden realizar teniendo en cuenta la teoría de consolidación de Terzaghi.

Esta teoría se deriva de las siguientes suposiciones y simplificaciones (Budhu, 2011; Craig, 2004):

- El suelo se encuentra en condición saturada, y tanto el agua intersticial como las partículas de suelo son incompresibles.
- Se aplica carga axial únicamente y las paredes laterales presentan restricción tanto de flujo como de movimiento. El flujo del agua es gobernado por la ley de Darcy y junto con la compresión del material, es unidimensional.
- Las deformaciones son pequeñas, permitiendo asumir que la compresibilidad m_v ($m_v = \Delta\varepsilon_v / \Delta\sigma'_v$) y la conductividad hidráulica k de los materiales son constantes y no varían durante el proceso de consolidación.
- Hay una relación unívoca entre la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo, independiente del tiempo de carga, por lo que no ocurren cambios volumétricos en el tiempo a esfuerzo efectivo constante.

Teniendo en cuenta los anteriores postulados, se pone en evidencia que la teoría de consolidación de Terzaghi es aplicable únicamente para la segunda etapa del proceso de compresión esquematizado anteriormente (consolidación primaria), puesto que durante la etapa de compresión inicial y de compresión secundaria no se cumplen las suposiciones de Terzaghi.

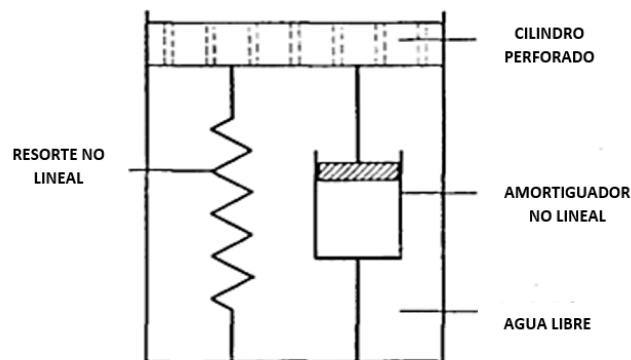
Sin embargo, se debe tener presente que las anteriores etapas del proceso de compresión corresponden a una simplificación e implican una independencia de las etapas que lo componen, simplificación refutada por varios autores que hacen énfasis en la necesidad de estudiar de manera conjunta todas las etapas (Leroueil, 1996; Leroueil &

Hight, 2003; Leroueil, Kabbaj, Tavenas, & Bouchard, 1985), haciendo énfasis en que los parámetros obtenidos de las distintas etapas no son constantes en el tiempo (Mesri, 2003).

Cada una de las etapas del proceso de consolidación involucra distintas propiedades o parámetros del suelo, entre los que se destacan la relación de vacíos, la interconexión de poros, la conductividad hidráulica, la rigidez del fluido de poros y la rigidez y viscosidad del esqueleto. Dado el gran número de variables involucradas, y para tener una mejor comprensión del proceso, se suele simplificar la totalidad del proceso mediante modelos reológicos, en los cuales se cuenta con elementos de mayor entendimiento en la mecánica de sólidos tales como válvulas y resortes de rigidez conocida, que simulan el comportamiento de las propiedades del suelo. En el modelo reológico más simple y que se adapta a la teoría de consolidación de Terzaghi, se representa la conductividad hidráulica del suelo mediante una válvula y se asume que la rigidez del esqueleto del suelo es única y se representa mediante un resorte.

Sin embargo, dado que la consolidación es considerada como un proceso viscoso, se puede introducir un amortiguador hidráulico al sistema, permitiendo así obtener una respuesta que varía en el tiempo más cercana al proceso de consolidación de materiales de grano fino. Esta configuración se puede observar en la **Figura 1-2**, teniendo presente que este proceso viscoso se debe definir tanto en términos de la viscosidad estructural de los materiales, como de su tixotropía entendida como el cambio de la viscosidad en el tiempo (Barden, 1968).

Figura 1-2: Modelo reológico de dos parámetros. Adaptado de Barden (1968).



Para determinar la compresibilidad drenada de los suelos se realizan ensayos de consolidación unidimensional, que pueden ser de tres tipos:

- Ensayos convencionales de Múltiples Incrementos de Carga MIC (o MSL del inglés Multiple Stage loading),
- Ensayos a tasa de deformación constante TDC (o CRS del inglés Constant Rate of Strain), o
- Ensayos de gradiente de presión.

La combinación de estos ensayos permite estudiar distintas variables en el comportamiento del suelo, tales como la tasa de deformación a la cual se realizan los ensayos, la temperatura, la trayectoria de esfuerzos, el grado de alteración y los procesos de re-estructuración (Leroueil, 1996). La **Figura 1-3** presenta la comparación de ensayos de consolidación MIC y de ensayos de consolidación TDC, en donde se puede apreciar la diferencia que se presenta en los resultados de los dos ensayos tanto en el cálculo de esfuerzos de preconsolidación σ'_p y de C_c . Los ensayos a tasa de deformación constante usualmente dan como resultado valores de σ'_p 25 % mayores a los obtenidos mediante los ensayos convencionales (Leroueil, 1996), teniendo una dependencia de la velocidad de deformación alrededor de σ'_p y siendo independiente de la velocidad de deformación a esfuerzos inferiores (Nash, Sills, & Davison, 1992). La **Tabla 1-3** recopila distintas comparaciones entre σ'_p obtenido mediante ensayos tipo TDC y MIC realizados para distintos materiales, encontrando en todos los casos la misma tendencia.

Al realizar ensayos tipo MIC se suelen usar relaciones de incremento de carga ($\Delta\sigma / \sigma$) unitarias o mayores, ya que esto permite que el retraso hidrodinámico sea el que controle la velocidad de consolidación, permitiendo apreciar el proceso de consolidación primaria (Crawford, 1965; Nash et al., 1992), y que las curvas de consolidación sean acordes con la propuesta de Taylor (Barden, 1968).

Figura 1-3: Comparación de ensayos de consolidación unidimensional a tasa de deformación constante y ensayos convencionales. Adaptado de Leroueil (1996).

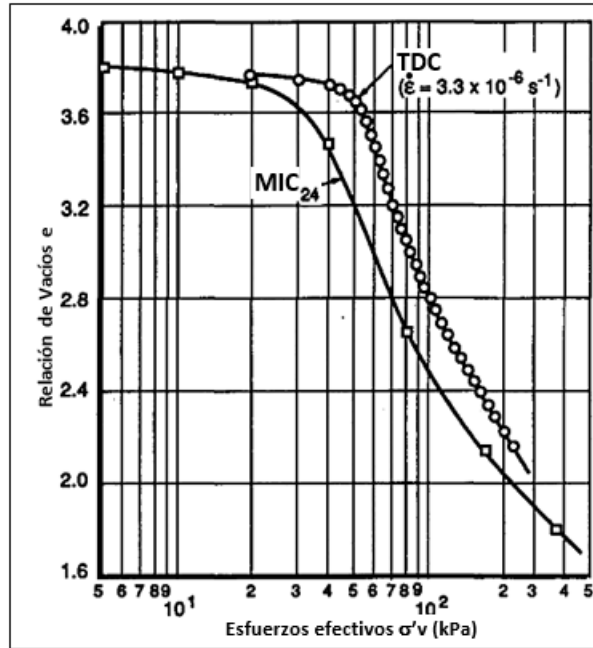


Tabla 1-3: Presiones de preconsolidación obtenidas de ensayos MIC y ensayos TDC (a tasa de 1 a $4 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$). Adaptado de Leroueil (1996).

Ubicación	$\sigma'_{pTDC} / \sigma'_{pconv}$	Referencia
Quebec, docenas de arcillas	1,28	Leroueil et al. (1983)
Suecia, varios sitios	- ^a	Larsson & Sällfors (1985)
Finlandia, un sitio	1,16	Kolisoja et al. (1989)
Osaka, Japón ^b	1,3-1,5	Hanzawa et al. (1990)
Fucino, Italia	1,2	Burghignoli et al. (1991)
Ariake y Kuwana, Japón	1,3-1,4	Hanzawa (1991)
Yokohama, Japón	1,25	Okumura & Suzuki (1991)
Finlandia, tres sitios	1,3	Hoikkala (1991)
Japón, varias arcillas	1,18	Mizukami & Motoyashiki (1992)
Bothkennar, Reino Unido	1,33	Nash et al (1992)

^aLarsson y Sällfors también encontraron una relación superior a 1,0, pero corrigen los resultados de TDC con un método gráfico

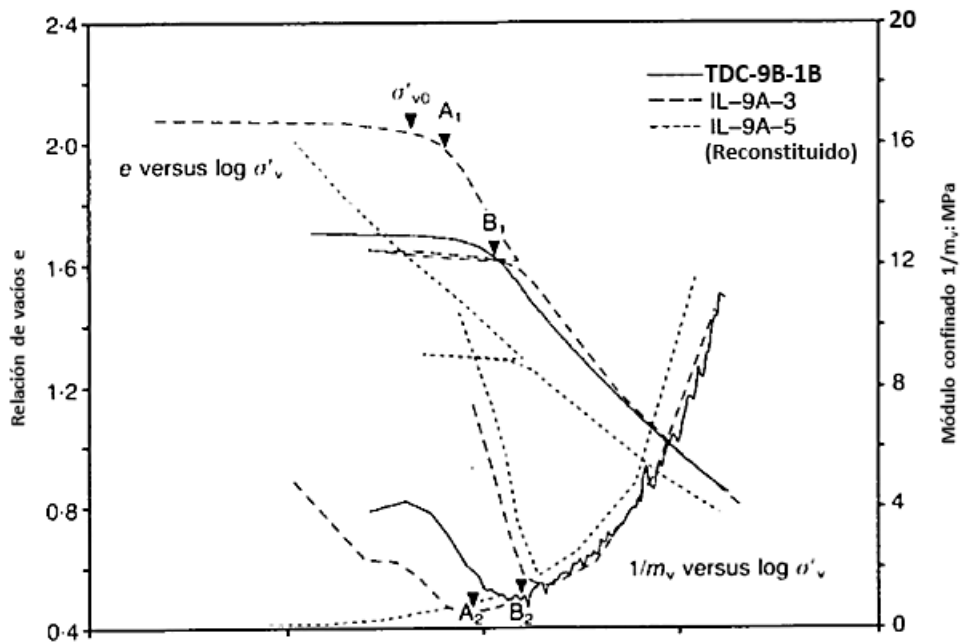
^bArcillas del Pleistoceno

Existen distintos métodos para la obtención de σ'_p . El más conocido y usado en la práctica es el método gráfico de Casagrande, el cual consiste en identificar visualmente el punto de mayor curvatura de la curva de compresibilidad, y junto con la proyección de

la línea de compresión virgen, encontrar σ'_p . Otro de los métodos empleados, aunque con una menor frecuencia, corresponde al método del módulo confinado propuesto por Janbu (Jommi & Della Vecchia, 2016). El método propone que el valor de módulo confinado $1/m_v$ disminuye a medida que se realiza el ensayo de consolidación hasta un valor mínimo, para luego aumentar. El esfuerzo correspondiente a dicho valor mínimo corresponde con σ'_p . Un tercer método, es el propuesto por Butterfield (Butterfield, 1979), en el que se deben unir las proyecciones de dos partes rectas de la curva de compresibilidad ($\ln v - \ln \sigma'_v$) para así determinar σ'_p .

La **Figura 1-4** presenta la comparación de los resultados obtenidos por el método gráfico de Casagrande y por el método de Janbu. Si bien la diferencia de σ'_p obtenido por los dos métodos presentados suele ser poca, la comparación entre los resultados obtenidos por los distintos métodos puede dar explicaciones de valores no relacionados con la historia geológica del sitio de estudio. Se debe tener en cuenta que la duración de las cargas previas a σ'_p influye en los resultados de los análisis que se le puedan dar al esfuerzo de preconsolidación por los distintos métodos (Crawford, 1965).

Figura 1-4: Comparación de esfuerzos de pre-consolidación obtenidos por Casagrande y por Janbu. Adaptado de Nash et al. (1992).



1.1.2 Compresión secundaria

La compresión secundaria es considerada generalmente como la última etapa del proceso de compresión. Este proceso (Barden, 1968; Green, 1969) se da debido a:

- 1) la presencia de la capa doble difusa existente en materiales de grano fino, que hace representativa la viscosidad del fluido de poros y que logra transmitir cargas al esqueleto del suelo, incluso una vez disipados los excesos de presión de poros generados por las cargas impuestas al sistema,
- 2) por el cambio en el arreglo de partículas que se genera gradualmente hasta encontrar una nueva configuración estable de las partículas mediante la generación de nuevos contactos y nuevos enlaces viscosos de resistencia variable (Bell, 1992; Hobbs, 1986; Mesri, 2003), y
- 3) dado que existen distintos niveles de porosidad, la reorientación de partículas se puede dar a distintos niveles de estructura, explicando la consolidación primaria como la disipación del exceso de presión de poros de los macroporos y la compresión secundaria como un proceso de “consolidación primaria” en los microporos, cuya disipación del exceso de presión de poros no puede ser registrada debido a que ocurren al interior de las láminas de arcilla o al interior de los restos orgánicos de los materiales (Bell, 1992).

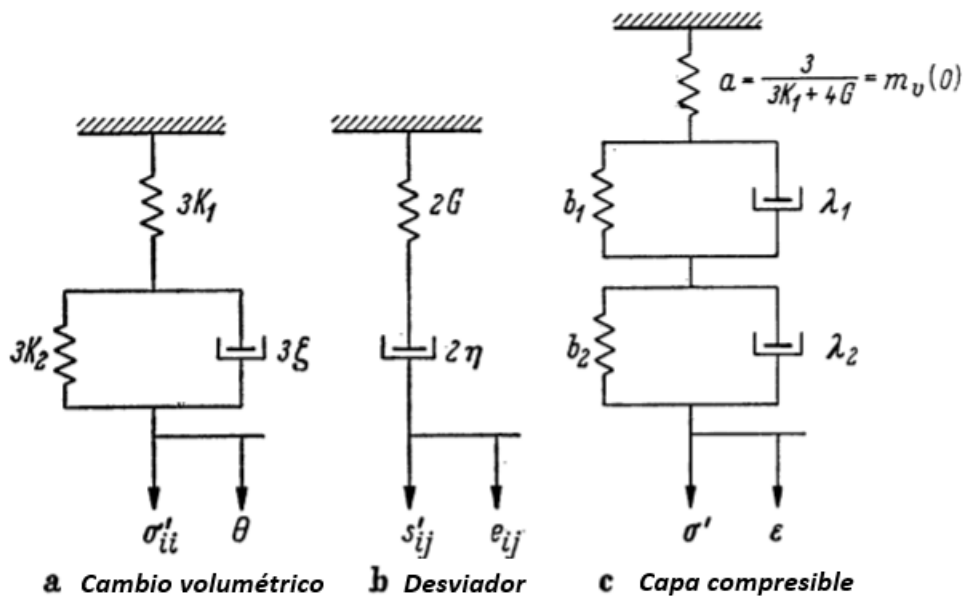
Al igual que con la consolidación, el proceso de compresión secundaria se suele representar con modelos reológicos. En la **Figura 1-5** se presenta un modelo reológico de 5 parámetros que incluye el proceso de consolidación primaria y el proceso de compresión secundaria. Este modelo propone una respuesta elástica inicial e independiente, seguido de una respuesta viscosa que llega a estabilizarse con el tiempo. Dependiendo de la forma en que se quiera representar la reología del suelo, se pueden generar distintos elementos tipo Kelvin conectados en serie.

La deformación total, debido a un incremento de carga, que se presente en un instante de tiempo 0 se podría calcular con la **Ecuación 1-1**, en la que se involucran los parámetros de compresibilidad $(\partial e / \partial \sigma'_v)_t$ y $(\partial e / \partial t)_{\sigma'_v}$, que representan la compresión debido al aumento en los esfuerzos efectivos y la compresión continua con respecto al tiempo.

Ecuación 1-1: Deformación Total debido a un incremento de carga (Mesri, 2003).

$$\int_0^t de = \int_0^{t_p} \left[\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \right)_t \frac{d\sigma'_v}{dt} + \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_v} \right] dt + \int_{t_p}^t \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_v} dt$$

Figura 1-5: Modelo reológico de 5 parámetros para representar el comportamiento de suelos. Adaptado de Schiffman et al. (1966).



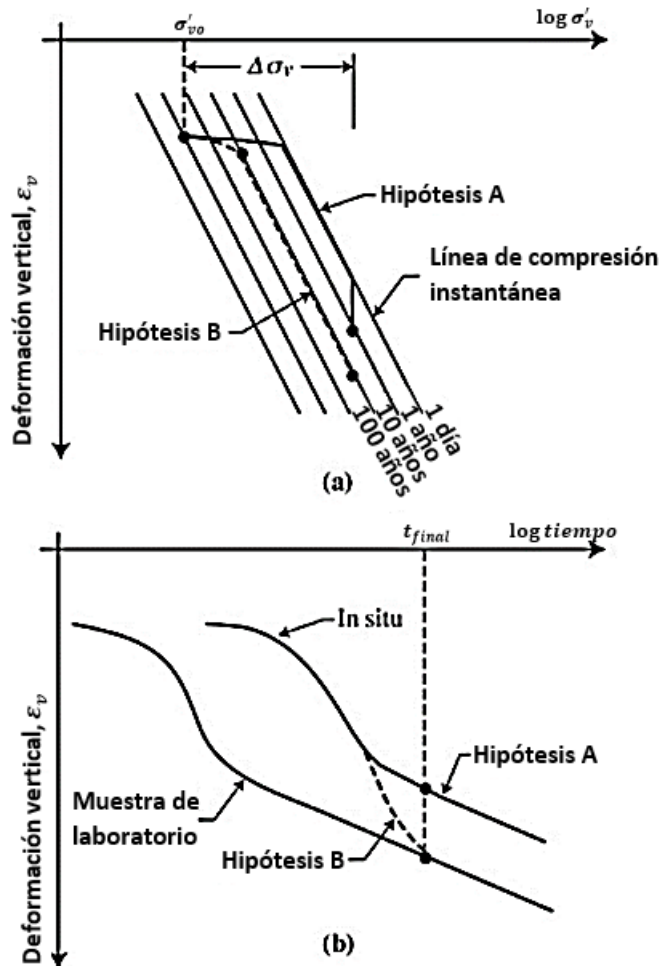
Existen dos hipótesis sobre la forma en que la compresión secundaria se ve representada en los asentamientos del terreno (Leroueil, 1996; Leroueil & Hight, 2003):

- Hipótesis A: El proceso de compresión secundaria inicia una vez se termina la consolidación primaria, lo que hace que siempre se tenga la misma curva esfuerzo deformación (Jamiolkowski, Laad, Germaine, & Lancellotta, 1985; Mesri & Choi, 1985a).
- Hipótesis B: El proceso de compresión secundaria se presenta de forma paralela con la consolidación primaria, ya que esta se da debido a la viscosidad estructural de los materiales (Bell, 1992).

La interpretación de la forma en que se desarrollarían los asentamientos en campo comparados con las curvas de consolidación encontradas en el terreno puede apreciarse en la **Figura 1-6**. Dependiendo en la forma en que se presente la compresión secundaria en campo, se puede llegar a deformaciones verticales diferentes.

Si se asume que la compresión en el terreno se presenta según la hipótesis A, se suele graficar la curva de compresibilidad conocida como EOP (del inglés End of Primary), en la cual cada e corresponde con la relación de vacíos al momento que ocurre el 100 % de la consolidación primaria. Distintos autores (Mesri & Choi, 1985b; Mesri & Godlewski, 1977; Mesri & Vardhanabhuti, 2005) argumentan que con la EOP se deben calcular los asentamientos por consolidación debido a cualquier incremento de esfuerzos, para luego hacer las correcciones pertinentes por compresibilidad secundaria. En este caso, el cálculo de asentamientos por compresión secundaria se realiza teniendo en cuenta un índice de compresión secundaria C_{α} , el cual representa la variación de la relación de vacíos con el tiempo. En general, se asume que este índice es constante en el tiempo para unas condiciones dadas de esfuerzos efectivos.

Figura 1-6: Hipótesis de la forma en que se presenta la compresión secundaria en el terreno. a) deformación vertical por un incremento en el esfuerzo vertical efectivo, b) evolución de la deformación vertical en el tiempo debido a un incremento de carga. Adaptado de Leroueil & Hight (2003).



La propuesta inicial y más sencilla del índice C_α corresponde a la variación de la relación de vacíos, luego del 100 % de la consolidación primaria, en un ciclo de tiempo en escala logarítmica y fue propuesta en la década de 1930. Su cálculo se realiza mediante la **Ecuación 1-2**, teniendo en cuenta que, de acuerdo con los resultados experimentales, C_α no es estrictamente constante (Barden, 1968).

Ecuación 1-2: Índice de compresión secundaria.

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$

Desde la aparición de esta propuesta, se han generado nuevas definiciones del índice de compresión secundaria. De la **Ecuación 1-3** a la **Ecuación 1-5** se presentan distintas propuestas de definición del índice de compresión secundaria (Zhu et al., 2014). Tal como se puede observar en las ecuaciones, las distintas propuestas involucran el estado del material mediante la inclusión de la relación de vacíos o de la velocidad de deformación.

Ecuación 1-3: Propuesta de índice de compresión secundaria basada en la tasa de deformación (Yin, Zhu, & Graham, 2002).

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = \frac{C_{\alpha e 0}}{v\tau} \left(1 + \frac{\varepsilon_{vm}^r - \varepsilon_{vm}}{\varepsilon_{vml}^{vp}} \right)^2 \exp \left(\frac{\varepsilon_{vm}^r - \varepsilon_{vm}}{1 + \frac{\varepsilon_{vm}^r - \varepsilon_{vm}}{\varepsilon_{vml}^{vp}} C_{\alpha e 0}} \frac{v}{v} \right)$$

Donde:

- $\dot{\varepsilon}_v^{vp}$ es velocidad de cambio volumétrico visco plástico
- $C_{\alpha e 0}$ es el valor inicial del índice de compresión secundaria
- v es el volumen específico
- τ es un parámetro dependiente del tiempo
- ε_{vm}^r es la deformación volumétrica de referencia
- ε_{vm} es la deformación volumétrica relacionada con el esfuerzo efectivo promedio actuante
- ε_{vml}^{vp} es igual a e_0/v

Ecuación 1-4: Propuesta de índice de compresión secundaria en espacio logarítmico (Zeng, Hong, Liu, & Chen, 2012).

$$C_{\alpha L} = \frac{\Delta \ln(1+e)}{\Delta \ln t} = \frac{\Delta e}{(1+e)\Delta \ln t} = \frac{C_{\alpha e}}{(1+e) \ln 10}$$

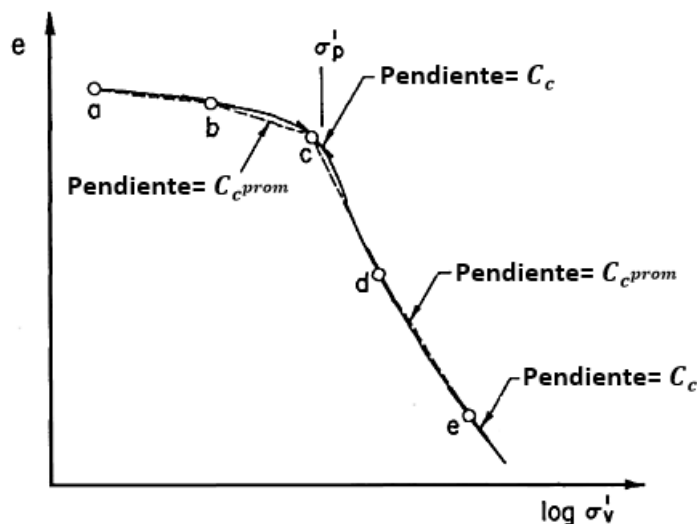
Ecuación 1-5: Propuesta de índice de compresión secundaria en espacio logarítmico (Zhu et al., 2014).

$$C_{\alpha e}^* = \frac{\Delta \log e}{\Delta \log t} = \frac{1}{e \ln 10} C_{\alpha e}$$

La **Ecuación 1-4** y la **Ecuación 1-5** fueron propuestas mediante el estudio del comportamiento de arcillas reconstituidas para evitar los efectos de la pérdida de estructura en el análisis de la información.

Mesri y Godlewski (1977), propusieron que si bien C_α presenta variación con respecto al nivel de esfuerzo para el cual se calcule, la relación C_α/C_c es constante para toda la curva de compresibilidad (Mesri & Godlewski, 1977; Nash et al., 1992). El valor del índice de compresibilidad C_c referido corresponde a la pendiente de la curva de compresibilidad en el espacio $e - \log \sigma'_v$, sin diferenciar si se trata del tramo previo o posterior al σ'_p . Se debe tener precaución en no usar valores promedio de C_c , puesto que los resultados son radicalmente distintos, especialmente en la zona cercana a σ'_p , tal como se puede observar en la **Figura 1-7**. Para distintos materiales, el valor de C_α/C_c se encuentra entre 0,03 y 0,05 (Hight, Bond, & Legget, 1992).

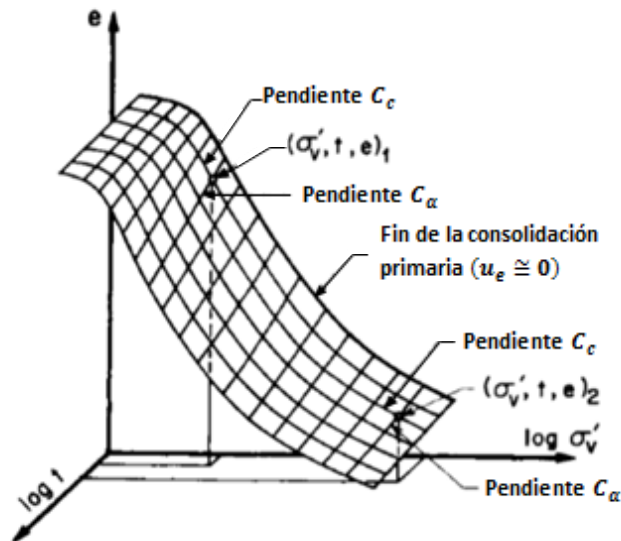
Figura 1-7: Diferencia entre C_c como derivada y C_c como promedio. Los valores promedio se identifican con el subíndice "prom", mostrando la diferencia entre los valores promedio de C_c y los valores puntuales de la pendiente de la curva de compresibilidad. Adaptado de Mesri & Castro (1987).



Dado que dicha propuesta implica que existe una única relación entre C_α y C_c para todas las combinaciones de tiempo con el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos (**Figura 1-8**), C_α/C_c calculada como la derivada de la curva de consolidación y de la curva de compresibilidad, junto con la curva de compresibilidad, podrían definir completamente el

proceso de consolidación primaria y secundaria (Balasubramaniam & Brenner, 1981). Sin embargo, el uso incorrecto del valor de C_c para analizar el parámetro C_α/C_c , o la toma de valores que no correspondan con la pareja de datos a analizar puede ocasionar que los resultados experimentales se diferencien de la propuesta inicial (Balasubramaniam & Brenner, 1981; Mesri & Castro, 1987). Adicionalmente, se debe tener en cuenta que este concepto es aplicable únicamente a las curvas de compresibilidad EOP; si se tienen cargas de larga duración en las que se permita la compresión secundaria no se puede analizar C_α/C_c como constante (Mesri & Castro, 1987).

Figura 1-8: Relación entre C_c y C_α Adaptado de Mesri y Godlewski (1977) en Balasubramaniam & Brenner (1981).



C_α puede depender de la relación de incremento de carga, del esfuerzo actuante y de la relación de vacíos inicial y, teóricamente, podría depender de la altura de drenaje modificando la forma en que se presenta la compresión secundaria (Barden, 1968; Green, 1969). Sin embargo, si el incremento de carga es lo suficientemente alto para producir un retraso hidrodinámico durante la consolidación primaria, según Ladd (1973) se suele asumir que:

- C_α es independiente del tiempo en el lapso de interés para ingeniería civil,
- C_α es independiente del espesor de los estratos,
- C_α es independiente del incremento de la carga,

- Para los rangos en que C_c es constante, C_α/C_c también permanece constante.

Los anteriores postulados tienen validez únicamente cuando se están realizando análisis bajo la condición K_0 (Balasubramaniam & Brenner, 1981).

Teniendo en cuenta las distintas hipótesis del comportamiento de C_α , algunas de estas simplificaciones se suelen aceptar con el fin de facilitar su estudio y análisis. Generalmente se asume que el valor de C_α es constante en el tiempo. Sin embargo, su valor debería ser calculado con el primer ciclo de tiempo al iniciar la compresión secundaria (Mesri & Castro, 1987) de forma tal que sea aplicable al cálculo de asentamientos a esfuerzo constante en la práctica ingenieril. Si bien distintos autores indican que C_α no puede ser constante en el tiempo ya que se generarían relaciones de vacíos negativas, que se traducen en asentamientos infinitos en el tiempo (Yin, 1999), los resultados experimentales muestran que para todos los tipos de suelo se alcanza la totalidad de la deformación a las 3 semanas de los ensayos de consolidación, y que aún con un valor constante de C_α los valores de compresión secundaria se vuelven imperceptibles para los instrumentos de medición actuales. Al graficar la evolución de la compresión secundaria con el tiempo, en escala aritmética, se pone en evidencia que un aumento de C_α no genera deformaciones infinitas sino que por el contrario estas se van reduciendo en el tiempo (Lo, 1961; Mesri & Vardhanabhuti, 2005).

Al igual que con los índices de compresibilidad, se han llevado a cabo múltiples investigaciones que buscan establecer una relación entre C_α y distintas variables tales como la relación de sobre-consolidación RSC (o OCR del inglés Over-Consolidation Ratio), el nivel de esfuerzos, y el contenido de materia orgánica (Gao, Zhu, & Yang, 2006; Green, 1969; Hight et al., 1992; Nash et al., 1992). De la **Figura 1-9** a la **Figura 1-11** se presentan algunos de los resultados experimentales encontrados para distintos materiales.

Si bien los valores máximos de C_α obtenidos para distintas muestras de un mismo material no presentan una relación aparente con la relación de vacíos inicial de las muestras (Hight et al., 1992), Gao et al (2006) encontraron que C_α depende del estado de esfuerzos en arcillas sobreconsolidadas, encontrando un valor constante para altas

relaciones de sobre-consolidación RSC. En la **Figura 1-9** se presenta la variación de C_α con la RSC, en la que se puede apreciar que para relaciones de sobreconsolidación superiores a 3, se alcanza un índice de compresión secundaria que no depende de la historia de esfuerzos de los suelos, y corresponde con el mínimo valor posible de C_α .

Hight et al (1992) encontraron que para bajas RSC se presentan los valores de C_α más bajos, los cuales se incrementan a medida que la RSC se hace cercana a 1 hasta alcanzar su máximo valor un poco después del esfuerzo de pre-consolidación, tal como se puede ver en la **Figura 1-10**. Estos últimos resultados son similares a los presentados por Nash et al (1992), quienes encontraron que los mayores valores de C_α se presentan para esfuerzos alrededor de σ'_p .

Figura 1-9: Variación de C_α con la RSC. Adaptado de Gao et al. (2006).

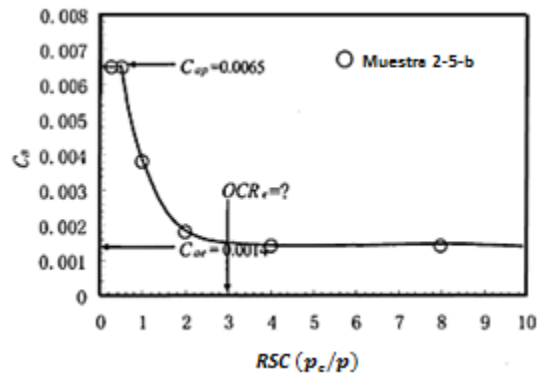
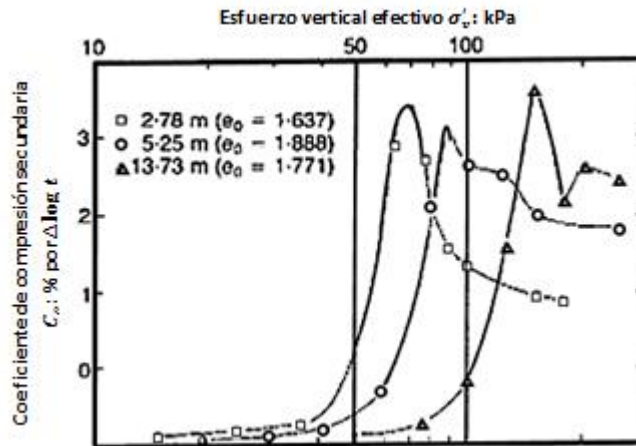
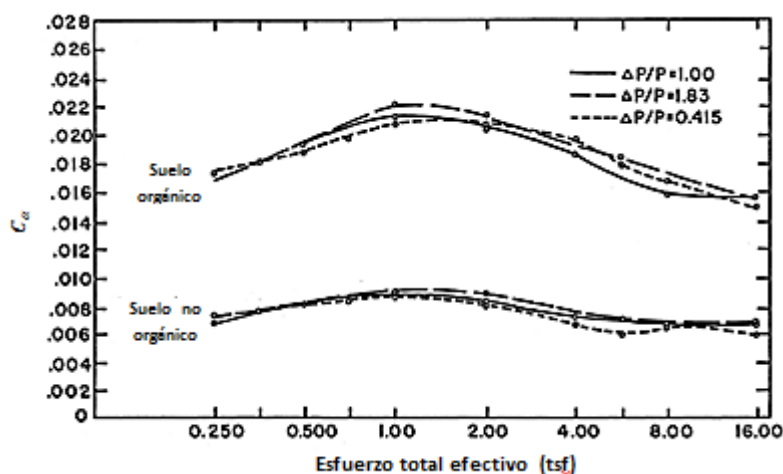


Figura 1-10: Variación C_α con el nivel de esfuerzos. Adaptado de Hight et al (1992).



Los resultados de Green (1969) muestran que, si bien se tiene una ligera variación de C_α con el esfuerzo efectivo, la relación de incremento de carga no influye en su obtención para un intervalo de valores de incremento entre 0,4 y 1,8, como se puede ver en la **Figura 1-11**. Si bien la tendencia general del índice de compresión secundaria con el nivel de esfuerzos es similar para suelos orgánicos como para suelos no orgánicos, existen diferencias cercanas al 40 % entre los valores calculados para estos tipos de materiales.

Figura 1-11: Variación de C_α con la relación de incremento de carga. Adaptado de Green (1969).

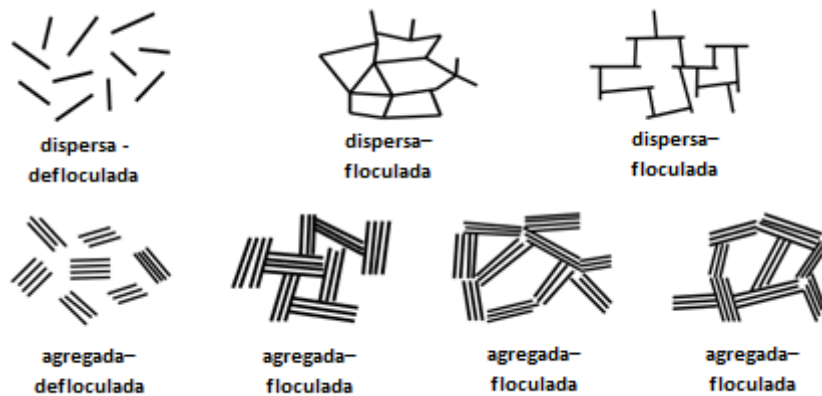


1.1.3 Fábrica y estructura de los suelos

Existen distintas definiciones de fábrica y estructura para los materiales térreos. La fábrica corresponde con la distribución interna de las partículas, que en materiales finos se pueden diferenciar en dispersos o agregados y floculados o defloculados (Mitchell & Soga, 2005). Estos tipos de fábrica se presentan debido a las cargas negativas que poseen las distintas caras de los minerales arcillosos, y a las cargas positivas o negativas con las que se encuentran cargados sus bordes (Müthing, 2017). Debido a que el cambio en la fábrica de los materiales modifica sus propiedades físicas, su seguimiento continuo permite evaluar la reorientación de las partículas en los suelos (Blewett, Mccarter, Chrisp, & Starrs, 2001). En la **Figura 1-12** se presentan las distintas variaciones de fábrica que se encuentran en suelos arcillosos y que pueden ser evaluados mediante distintas

técnicas tales como la microscopía de barrido electrónico, la porosimetría por intrusión de mercurio, la propagación de ondas y la conductividad eléctrica y térmica (Müthing, 2017).

Figura 1-12: Tipos de fábrica en arcillas. Adaptada de Müthing (2017).



Por su parte, la estructura combina la fábrica (como fue descrita anteriormente) junto con los enlaces y fuerzas de interacción que no hacen parte del componente friccional de los materiales (Mitchell & Soga, 2005). La estructura de un suelo se puede definir como aquello que permite describir los efectos de los componentes de resistencia y rigidez que no pueden ser explicados por la relación de vacíos y por la historia de esfuerzos, y que difieren del comportamiento del mismo material reconstituido (Hight et al., 1992; Liu & Carter, 2000). La determinación de los efectos de la estructura en los materiales es tan importante como el conocer sus condiciones in situ y su historia de esfuerzos, para conocer cómo será su comportamiento (Leroueil & Vaughan, 1990).

Al estar sometidos durante un largo periodo de tiempo a los efectos de una carga constante, los materiales térreos presentan una estructuración interna. La estructura creada, genera un esfuerzo de pre-consolidación aparente, conocido como esfuerzo de cedencia, que puede llegar a ser hasta un 22 % mayor al esfuerzo de cedencia en el caso de no generarse ninguna estructura (Leroueil, 1996). Este incremento en la resistencia de los materiales se presenta al alcanzarse una configuración más estable, que se atribuye a (Mesri & Castro, 1987):

- Compresión secundaria,
- Tixotropía, o

- Enlaces generados.

La tixotropía a su vez, en las arcillas, se puede atribuir a (Barden, 1968; Leroueil & Vaughan, 1990):

- Reorientación de las partículas a un estado floculado (sin reducción de vacíos a tipo borde-cara con complejos iónicos (Mesri & Castro, 1987), o
- Reorientación de las moléculas de agua (apoyado por Terzaghi (1944) y por Leonards (1962)).

La evaluación del nivel de estructuración de los materiales, se puede realizar mediante el análisis de su estado (variación de la relación de vacíos para un mismo nivel de esfuerzos), de su compresibilidad (haciendo énfasis en el esfuerzo de cedencia) y de su resistencia. La variación de estos parámetros se encuentra influenciada por distintos factores que pueden ser inherentes de los materiales o externos durante su proceso de formación. Dentro del segundo grupo se encuentran la temperatura, presión y velocidad de sedimentación, mientras que en el primero se encuentran la mineralogía, la química de los fluidos intersticiales y de las partículas (Müthing, 2017). La presencia de estructura en los materiales inalterados, hace que no siempre sea posible alcanzar en laboratorio un volumen específico presente en el terreno, aun cuando se siga la misma trayectoria de esfuerzos (Stallebras, Atkinson, & Mašín, 2007).

Dependiendo del origen de la estructura, los esfuerzos de cedencia presentados en los materiales inalterados tendrán una naturaleza distinta. En aquellos materiales para los cuales la estructura fue generada por el proceso de consolidación, se suele encontrar una anisotropía estructural que hace que las curvas de cedencia se encuentren relativamente alineadas con una trayectoria de esfuerzos K_0 . Por el contrario, aquellos materiales cuya estructura se generó por distintos procesos químicos, como es el caso de los suelos residuales en los que la meteorización es la principal responsable de la estructura, se tendrá una estructura cercana a la isotrópica con curvas de cedencias centradas con la trayectoria de esfuerzos isotrópicos (Leroueil & Vaughan, 1990).

Los suelos se pueden encontrar en 5 estados referentes a su nivel de estructura (Burland, 1990; Leroueil, Tavenas, & Locat, 1985; Stallebras et al., 2007):

- Inalterado. Corresponde con el material natural, tal cual se encuentra en el subsuelo y es el resultado de distintos procesos geológicos.
- Desestructurado. Corresponde con el estado alcanzado por una muestra natural una vez es sometida a grandes deformaciones volumétricas o cortantes.
- Remoldeado. Corresponde con el estado alcanzado luego de aplicar una energía tal que se reduce la resistencia de los materiales al mínimo.
- Reconstituido. Corresponde al estado de los materiales luego de ser sometidos a un proceso de consolidación unidimensional a partir de un lodo.
- Resedimentado. Corresponde al estado luego de un proceso de sedimentación a partir de un lodo.

Para determinar de forma experimental el nivel de estructura de los materiales mediante la ejecución de ensayos de compresibilidad, se deben determinar sus propiedades intrínsecas, entendidas como aquellas propiedades que no dependen del estado de los materiales sino de su mineralogía, distribución granulométrica y química del fluido intersticial. Dichas propiedades se determinan en materiales que han sido reconstituidos unidimensionalmente a partir de un lodo con un contenido de agua entre 1,0 y 1,5 veces su límite líquido (Burland, 1990). Las curvas de compresibilidad obtenidas se suelen normalizar mediante un parámetro conocido como el índice de vacíos (I_v), el cual hace uso de los valores de relación de vacíos intrínseca correspondientes a 100 kPa y 1000 kPa y que se calcula como se muestra en la **Ecuación 1-6**.

Ecuación 1-6: Índice de vacíos (Burland, 1990)

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{1000}^* - e_{100}^*}$$

Dónde: e es la relación de vacíos a normalizar

e_{1000}^* es la relación de vacíos intrínseca para un esfuerzo efectivo vertical de 1000 kPa,

e_{100}^* es la relación de vacíos intrínseca para un esfuerzo efectivo vertical de 100 kPa,

Las curvas normalizadas se conocen como *líneas de compresión intrínsecas* LCI (o ICL del inglés Intrinsic Compression Line) y suelen compararse con las curvas de compresibilidad normalizadas con el I_v de muestras inalteradas (o naturales) para determinar el grado de estructura de un material y los posibles procesos de secado a los cuales se han visto sometidos los materiales (Hight et al., 1992).

Junto con la evaluación del nivel de estructura de los materiales, se debe evaluar la forma en que ésta evoluciona o se modifica debido a acciones externas. La estructura de los suelos puede perderse por acciones mecánicas tales como el remoldeo y las grandes deformaciones, o acciones químicas tales como el lavado de los materiales cementantes (Leroueil & Vaughan, 1990). En el caso de la deestructuración mecánica, se pueden presentar dos tipos de comportamiento (Liu & Carter, 2000):

- Los vacíos adicionales generados por la estructura pueden permanecer constantes durante la compresión virgen (**Figura 1-13**), o
- Los vacíos adicionales pueden colapsar al momento de llegar a la cedencia. Esta pérdida puede presentarse de forma progresiva con una relación de vacíos adicional a la curva intrínseca ($\Delta e = \Delta e_i (p'_{y,i}/p')^b$) (**Figura 1-14**) o de forma inmediata.

La diferencia entre estos dos tipos de comportamiento se encuentra principalmente a partir del esfuerzo de cedencia, dado que la diferencia de comportamiento previo a dicho esfuerzo (rango pseudo-elástico) es mínima, dificultando así su diferenciación. El cambio en el comportamiento luego del esfuerzo de cedencia es más abrupto a medida que aumenta la relación de vacíos a la cual ocurre y el nivel de estructura que presenta el material, facilitando la identificación de los esfuerzos de cedencia en altas relaciones de vacíos (Leroueil & Vaughan, 1990).

Figura 1-13: Aumento en el esfuerzo de cedencia por la presencia de estructura en los materiales. Adaptado de Stallebras et al. (2007).

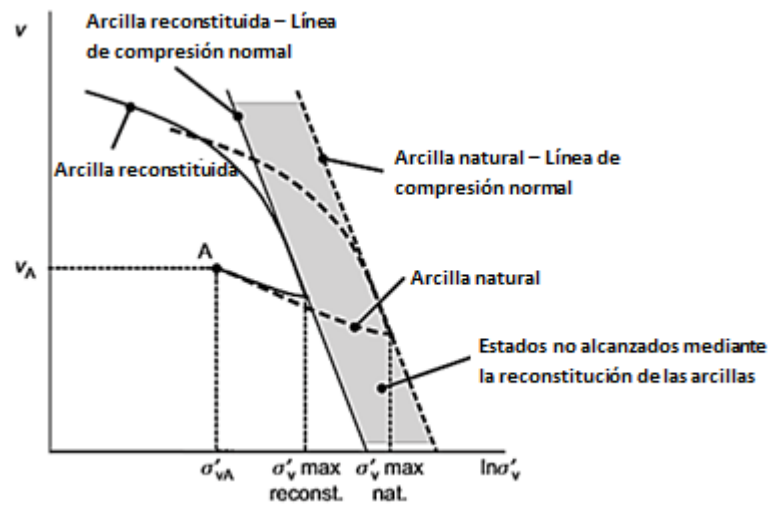
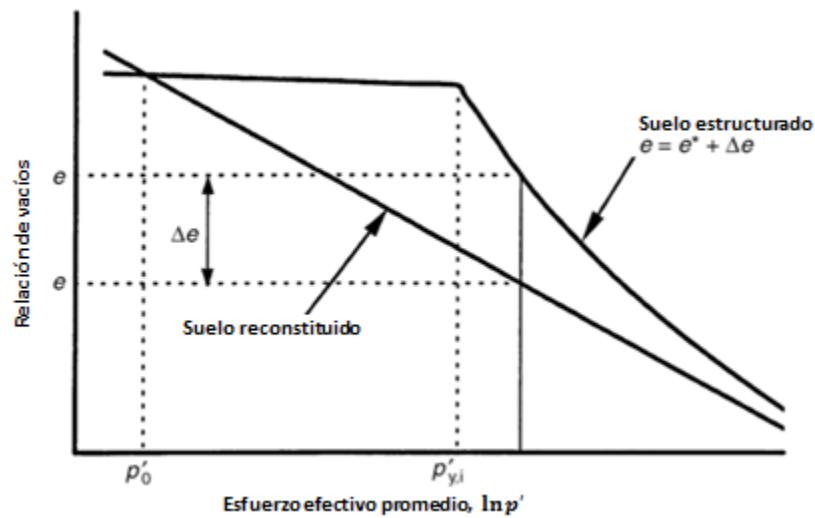


Figura 1-14: Pérdida gradual de la estructura. Adaptado de Liu & Carter (2000).



Los ensayos de consolidación tipo MIC y TDC generan un rompimiento gradual de la estructura de los suelos, de forma tal que las curvas de compresibilidad se acercan a medida que se aumenta el nivel de esfuerzos y el nivel de estructura es menor (Hight et al., 1992; Leroueil & Vaughan, 1990; Liu & Carter, 2000). Sin embargo, eliminar la estructura de un material no implica que las curvas de compresibilidad intrínsecas y naturales de los materiales coincidan completamente, ya que se requieren altos niveles de deformación para tener una fábrica similar en los dos materiales (Leroueil & Vaughan, 1990).

La pérdida de estructura no se ve reflejada únicamente en las curvas de compresibilidad. Esta pérdida gradual se ve manifiesta de igual forma en los análisis de compresión secundaria en la variación de C_α con la OCR y con σ'_p (Gao et al., 2006; Hight et al., 1992; Nash et al., 1992), en donde se evidencia un carácter no lineal para esfuerzos cercanos a σ'_p , con la tendencia de C_α a aumentar con el tiempo (Mesri & Castro, 1987).

Dado que la compresión secundaria es una de las causas expuestas de la generación de estructura en los suelos, el mantener cargas durante un tiempo prolongado en un material al cual ya se le ha destruido su estructura, resulta en la recuperación de la estructura (Burland, 1990; Leroueil & Vaughan, 1990), presentando comportamientos similares a aquellos encontrados en los materiales naturales. Esto se puede asemejar a los procesos de formación geológica de los depósitos lacustres, en los cuales se presentan distintos periodos, con diferentes velocidades de sedimentación asociadas, que permiten la consolidación de los sedimentos ante distintas cargas. Estos análisis se pueden realizar mediante curvas de compresibilidad subparalelas que representan las curvas de compresibilidad para distintos tiempos de carga, que corresponden a distintos niveles de compresión secundaria (Bjerrum, 1967; Crawford, 1965).

1.2 Suelos parcialmente saturados

El análisis de cambio volumétrico en suelos parcialmente saturados involucra una variable adicional con respecto al análisis de suelos saturados: la reducción de volumen se presenta de forma paralela con el remplazo de la fase líquida de los materiales por una fase gaseosa. La entrada de la fase gaseosa, hace que se considere como un material de tres o cuatro fases según algunos autores (Fredlund & Morgenstern, 1976). Esta variable adicional, implica tener en cuenta dos posibles causas para los cambios volumétricos: por incrementos de carga, o por variaciones en el contenido de agua.

Según el principio de esfuerzos efectivos propuesto por Bishop (1959), para suelos parcialmente saturados, todos los cambios en deformación y en resistencia se deben exclusivamente a los cambios en el esfuerzo efectivo, definido como el esfuerzo adicional del esfuerzo total que no es asumido por la presión de poros equivalente. Según su

propuesta, la variación en los esfuerzos efectivos se puede dar tanto por el cambio en el esfuerzo neto ($\sigma - u_a$) o el cambio en la succión ($u_a - u_w$). Sin embargo, en suelos meta-estables es posible encontrar que ante una reducción de la succión se puede presentar una reducción de volumen (colapso), contradiciendo así el principio de esfuerzos efectivos (Fredlund & Morgenstern, 1976). La diferencia en el comportamiento esperado con el comportamiento real de ciertos materiales, reside en que un cambio en la succión, no genera el mismo comportamiento que un cambio en el esfuerzo neto o en el esfuerzo total aplicado (Jennings & Burland, 1962), siendo este último el esfuerzo que se modifica generalmente en suelos saturados y con el cual se cumple el principio de esfuerzos efectivos de Terzaghi. Lo anterior, hace necesario tomar como variables independientes de esfuerzos al esfuerzo neto y a la succión (Fredlund & Morgenstern, 1976; Galaviz-González, Horta, Rojas, de la Luz Pérez-Rea, & Robles-Sotelo, 2016; Jennings & Burland, 1962). Estas variables independientes, han sido empleadas para desarrollar el modelo constitutivo conocido como BBM (Barcelona Basic Model) basado en la teoría del estado crítico (Alonso, Gens, & Josa, 1990).

El estudio del proceso de consolidación en suelos parcialmente saturados está implícito en los análisis de materiales compactados, y en su análisis se hace especial énfasis en las deformaciones volumétricas presentadas ya sea por expansión o colapso, y los cambios en la rigidez y resistencia inducidos por la succión (Alonso, Batle, Gens, & Lloret, 1988). Su estudio requiere un marco de referencia amplio e independiente que va más allá de la investigación presentada en este documento.

A continuación, se presentan aspectos generales a considerar en el estudio de los cambios volumétricos que ocurren en los suelos debido a las succiones desarrolladas en el suelo, una vez este se ve sometido a procesos de evapotranspiración. Por encontrarse fuera de los alcances de este trabajo, no se presenta un estudio de los procesos de fracturamiento de los materiales durante los procesos de secado, los cuales pueden desencadenar procesos de tubificación en presas, afectar la estabilidad de laderas, excavaciones y fundaciones (Konrad & Ayad, 1997).

1.2.1 Proceso de secado

A medida que un suelo va perdiendo el agua al interior de sus poros, se presentan deformaciones de distintas magnitudes, que pueden ser recuperables o no recuperables dependiendo de las trayectorias hídricas a las que se haya visto sometido el material. Al igual que en los materiales saturados, los cambios volumétricos dependen del nivel de esfuerzos (en este caso succiones) para el cual se quieren calcular las deformaciones. En general, para bajas succiones (inferiores a 0,8 MPa) se tienen cambios volumétricos recuperables, mientras que para succiones altas (superiores a 2 MPa), gran parte de los cambios volumétricos son permanentes (Rosone, Airò Farulla, Ferrari, Torta, & Celauro, 2016). De forma análoga al comportamiento de los suelos saturados, a medida que se aumenta el rango de esfuerzos (succiones), a los que se ha visto sometido el suelo, se tiene un mayor rango de deformaciones recuperables. Las deformaciones no recuperables luego de un proceso de secado se dan en parte por la reorientación de partículas al interior de las muestras (Croney, 1952), lo cual no permite alcanzar la misma fábrica de los materiales, aun si estos se vuelven a hidratar completamente.

En general, el proceso de secado se analiza mediante las curvas de contracción, en las que se analiza la variación de la relación de vacíos con respecto al contenido de agua como se presenta en la **Figura 1-15**, o la variación de la relación de agua ($e_w = V_w/V_s$), respecto de la succión como se presenta en la **Figura 1-16**. En suelos no estructurados, se pueden identificar tres fases esquematizadas en la **Figura 1-15** (Konrad & Ayad, 1997):

- Primera etapa: etapa de contracción normal. El suelo permanece saturado, y el cambio volumétrico es igual a la pérdida de agua en los materiales. Durante esta etapa ocurren los mayores cambios volumétricos debido a la posibilidad de generar fuerzas de succión en la totalidad de los poros.
- Segunda etapa: contracción residual. Inicia en el momento en el que entra aire a los poros de los suelos (inicia la desaturación), generando una discontinuidad en la fase líquida. Los cambios volumétricos son inferiores a aquellos registrados en la primera etapa, debido a que no se generan fuerzas de succión en los poros de mayor tamaño.

- Tercera etapa: contracción nula. Durante esta etapa no se presentan cambios volumétricos del material y el volumen de agua perdido corresponde al volumen de aire que ingresa a la muestra.

Algunos autores prefieren el uso de e_w sobre otras variables de estado (Jommi & Della Vecchia, 2016; Toll, 1988), permitiendo hacer distintos análisis de las curvas de contracción obtenidas (Toll, 1995). Existe una única curva de contracción para suelos inicialmente saturados y normalmente consolidados, que se ven sometidos a procesos de secado sin aplicación de cargas externas. Esta curva se denomina la *línea de secado virgen LSV* (o VDL del inglés Virgin Drying Line).

Al inicio del proceso de secado, mientras el material se encuentra en estado de saturación total, la LSV coincide con la línea de compresión virgen LCV (o VCL del inglés Virgin Compression Line). A partir del momento en el que entra aire a los poros del suelo e inicia la desaturación, la LSV se separa de la línea de compresión, indicando la no validez del principio de esfuerzos efectivos, tal como se puede ver en la **Figura 1-16** (punto B).

Al igual que con la relación de vacíos mínima, existe una relación de agua mínima (punto D en la **Figura 1-16**). La succión a la cual este valor se presenta no corresponde con el valor del límite de contracción, el cual corresponde al contenido de agua a partir del cual no se presentan cambios volumétricos durante el proceso de secado (punto C en la **Figura 1-16**).

Figura 1-15: Etapas del proceso de secado de los materiales Modificada de Bronswijk (1988).

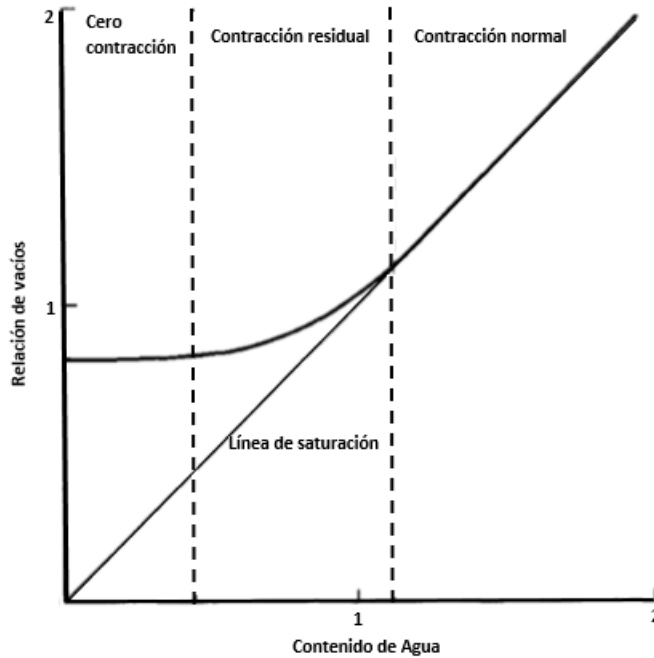
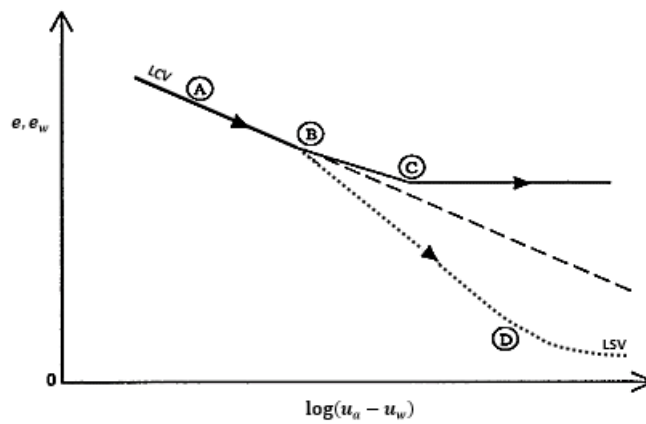


Figura 1-16: Variación de la relación de vacíos y de la relación de agua con la succión. Modificada de Toll (1995).



1.3 Resumen

El estudio de las propiedades mecánicas de los suelos se debe hacer desde dos perspectivas, dependiendo de las condiciones locales: en condición de saturación total y en condición de saturación parcial. Los suelos saturados se componen por una fase sólida y una fase líquida, mientras que los suelos parcialmente saturados se componen de una fase sólida, una fase líquida y una fase gaseosa.

Tanto en los suelos saturados como en los suelos parcialmente saturados, el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo depende en gran medida de la estructura presente, entendida como la distribución de partículas (fábrica) junto con los enlaces y fuerzas de interacción adicionales a la fuerza friccional. Mientras para los suelos saturados la estructura se da debido a la compresión secundaria, a la tixotropía y a la generación de enlaces químicos y eléctricos, en los suelos en condición de saturación parcial la estructura se presenta por las fuerzas capilares que se desarrollan en la interfaz aire-agua entre las partículas sólidas del suelo. La estructura se ve representada por un aumento en la resistencia y una reducción en las deformaciones de los suelos. Sin embargo, su pérdida lleva a deformaciones equiparables a las deformaciones de los materiales no estructurados.

En los suelos en condición de saturación total, los cambios volumétricos se presentan por un aumento o una disminución de los esfuerzos efectivos. Cuando se presenta un aumento en los esfuerzos efectivos, dichas deformaciones se presentan en tres fases: Compresión inicial, consolidación primaria y compresión secundaria. Existen distintos modelos de compresibilidad que buscan idealizar el comportamiento en cada una de estas fases mediante relaciones esfuerzo-deformación-tiempo representadas en distintos espacios y en distintas escalas.

Por su parte, en los suelos en condición de saturación parcial los cambios volumétricos se pueden presentar, adicionalmente, por el remplazo de la fase líquida presente en los poros por la una fase gaseosa en el caso de procesos de secado, o por el remplazo de la fase gaseosa por una fase líquida en el proceso de humedecimiento. En los procesos de

secado, el cambio volumétrico se analiza mediante curvas de contracción, que relacionan el volumen de los materiales con la cantidad de agua que retienen en sus poros.

2. Características de los suelos con altos contenidos de materia orgánica

Los suelos con altos contenidos de materia orgánica, conocidos comúnmente como turbas, son formados por la acumulación de materia orgánica parcialmente descompuesta. La acumulación de materia orgánica se logra si su tasa de depositación es mayor a su tasa de descomposición, la cual está influenciada por el ambiente de formación de los materiales. Los ambientes reductores (anaerobios) impiden que se lleven a cabo los procesos de oxidación (al no tener disponible la misma cantidad de oxígeno que los ambientes aerobios), presentando tasas de descomposición bajas, facilitando la acumulación de la materia orgánica. Estos ambientes se presentan más fácilmente en zonas en las que predominen las bajas temperaturas y la alta humedad (Bell, 1992; Huat, 2006; Landva & Pheeney, 1980).

Los depósitos de turba se encuentran tanto en la superficie como en profundidad. Aquellos que se encuentran cerca de la superficie, fueron depositados luego de la última glaciación mientras que aquellos que se encuentran en profundidad, pueden haber sido depositados en los distintos periodos interglaciares (Bell, 1992). La morfología del terreno en la cual se dio el crecimiento de la vegetación o en la cual fueron depositados los materiales que por descomposición dieron lugar a la turba, tiene una influencia directa en las propiedades físicas, químicas y mecánicas de los suelos (Bell, 1992; Hobbs, 1986).

En la **Tabla 2-1** se presentan diferentes tipos de turbas en función de la morfología al momento de ocurrir la depositación y posterior descomposición de la materia orgánica. Un mismo lugar puede evolucionar en el tiempo, debido a la acumulación o pérdida del material superficial, dando lugar a configuraciones morfológicas diferentes y permitiendo la formación de distintos depósitos de turba, con características propias del momento de depositación. Adicionalmente, en la tabla se presentan las principales propiedades de clasificación física y química que se encuentran en cada uno de estos materiales, como

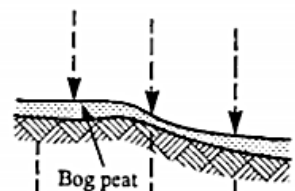
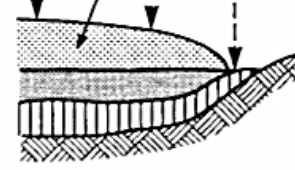
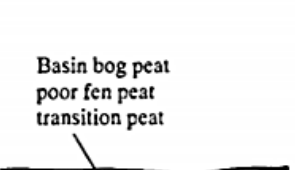
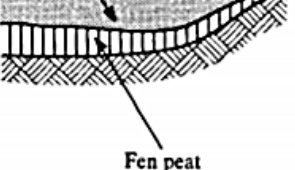
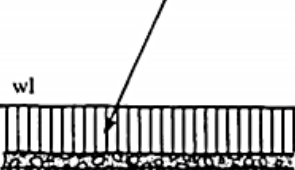
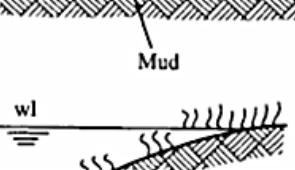


lo son la capacidad de intercambio catiónico CIC (o CEC del inglés Cation Exchange Capacity, o CEA del inglés Cation Exchange Ability), el potencial de hidrógeno pH, el peso Específico G_s , el contenido de materia orgánica CMO (o OMC del inglés Organic Matter Content), el contenido de agua w , los límites de consistencia y la conductividad hidráulica (k). Dichas propiedades dependen en gran medida del proceso de descomposición de la materia orgánica que dio origen al depósito.

El proceso de descomposición de la materia orgánica en los suelos, es conocido como humificación. La humificación se puede simplificar como el proceso inverso de la fotosíntesis (Hobbs, 1986), en el que un organismo vivo produce dióxido de carbono y agua mediante la mineralización del carbón (Kennedy & Price, 2005). Este proceso involucra la pérdida de la materia orgánica (ya sea en gas o en solución), la transformación de la estructura y el cambio en el estado químico del suelo (Bell, 1992; Hobbs, 1986). La velocidad con la que se da la humificación depende de las condiciones químicas del ambiente, teniendo menores tasas de descomposición en los ambientes ácidos respecto de los ambientes alcalinos, con la mayor tasa de descomposición en la zona de pH neutro entre 7 y 7,5 (Bell, 1992).

2.1 Propiedades índice y clasificación

Al igual que con los suelos minerales, las propiedades determinadas comúnmente en el laboratorio como el contenido de agua, el peso específico, los límites de consistencia y el contenido de materia orgánica, son empleados en la clasificación de los suelos orgánicos. Sin embargo, los rangos de valores en los cuales se encuentra cada una de estas propiedades difieren entre los suelos orgánicos e inorgánicos (Landva & Pheeney, 1980; Leroueil & Hight, 2003; Zhang & O'Kelly, 2014), principalmente debido a que al interior de un mismo depósito se cuenta con tasas de descomposición diferenciales que generan una gran variabilidad espacial y temporal de las propiedades índice (Hobbs, 1986; Huat, 2006).

Tabla 2-1: Origen y características asociadas de los depósitos de turba. Modificado de Hobbs (1986).

Stage and mire type		Morphology (simplified and diagrammatic)	Nutrient	
			Source	State
THIRD STAGE Above perimeter ground surface	Blanket or hill bog		Rainfall only	Poor
	Raised bog or bog		Ombrogenous	Oligotrophic
SECOND STAGE Above perimeter g.w. level Below perimeter ground surface	Transition		Mixed	Mixed
	Basin bog		Rainfall and run-off	Mesotrophic
FIRST STAGE Below ground water level	Fen Carr		Groundwater run-off and rainfall	Rich
	Fen			Eutrophic Minerotrophic
	Swamp		Flowing water run-off rainfall	ditto
	Lake		Rheotrophic	

(Continuación de la **Tabla 2-1**)

Common plant communities	CEAS	pH of peat**	Specific gravity	Organic content	Water content (%)	Liquid limit (%)	Plastic limit test	Permeability	Remarks
Cloudberry Ling Heather Purple moor grass Cotton sedge* Deer sedge* Sphagna† Bog asphodel } The Sphagnum cover plant community	High in bog plant communities	< 4	1.4	> 98%	2000 to 1000	1500 to 900	Not possible on pure bog peat		Bogs invaded by pine & birch under drier climatic conditions.
Willow Alder Sallow } Fen Carr invaded by Sphagna and other bog species		Decreasing as conditions become more ombrogenous	1.4 to 1.6	> 80%	1000 to 500	900 to 600			Transition peats can be very variable. Properties intermediate between fen & bog.
Fen mosses Spearwort Meadow rue Purple loosestrife Saw sedge Sedges Common reed‡ Reedmaces Rushes	Low in fen and transition plant communities	> 5	1.6	Increasing with height above the substrate	500 to 200	600 to 200			Very rich in species particularly under calcareous conditions pH > 6
Water lily Submerged plants			to				Generally possible on fen peats		Acid fens also occur poorer in species pH < 5
			2.5	< 10%	< 200	< 200			

Existen diferentes sistemas de clasificación de turbas, entre los cuales se destacan el sistema de clasificación de Radforth (35d. C.) y el de Von Post (1922). En turbas, un sistema de clasificación debe considerar color, grado de descomposición, contenido de agua in situ, principales componentes (fibras, madera, material amorfo), partículas minerales, olor, química (pH), resistencia a la tracción, posibilidad de encontrar el límite plástico y características especiales tales como el tipo de planta original (Hobbs, 1986). Estos sistemas de clasificación deben ir acompañados de la descripción de la morfología y de la estructura de los materiales, de tal forma que se pueda relacionar la clasificación obtenida con el comportamiento ingenieril de los suelos (Bell, 1992; Hobbs, 1986).

Dentro de las propiedades químicas de los suelos, se debe destacar la CIC, puesto que esta influye en los límites de consistencia (Bell, 1992; Hobbs, 1986), los cuales son usados comúnmente para la clasificación de suelos. Los cationes de Ca, Mg, K, Na y NH_4 son los que se intercambian más frecuentemente en los suelos con materia orgánica (Bell, 1992; Hobbs, 1986; Huat, Kazemian, Prasad, & Barghchi, 2011), puesto que estos son los principales cationes involucrados en el crecimiento de las plantas. A medida que aumenta el contenido de materia orgánica, también aumenta la cantidad de hidrógeno intercambiable (Hobbs, 1986).

Los resultados de los ensayos de clasificación realizados en turbas deben ser analizados con especial atención puesto que, al requerir de un proceso de remoldeo en el cual se destruye la estructura, generalmente se alteran de forma simultánea las pequeñas fibras remanentes del proceso de descomposición, junto con los complejos de adsorción que se encuentran a su alrededor. Esto genera modificaciones en las propiedades electroquímicas del material, obteniendo resultados experimentales cuyos valores distan de los valores reales del suelo inalterado (Hobbs, 1986).

El peso específico (G_s) de las turbas depende del contenido de minerales y del contenido de materia orgánica presente (Bell, 1992; Perrin, 1974). Esto permite calcular los valores teóricos de G_s si se conoce de forma independiente el peso específico de la celulosa y el peso específico de los minerales (Hobbs, 1986). A mayores contenidos de materia orgánica, se tienen valores de G_s menores, y mientras mayor sea el contenido de material mineral se tendrán mayores valores de G_s . A diferencia de los suelos minerales,

en suelos con alto contenido de materia orgánica, los valores de Gs pueden ser inferiores a 1, especialmente para suelos cuyo contenido de agua sea superior a 500 % (Bell, 1992).

Al igual que con los suelos inorgánicos, los límites de consistencia se han empleado en la identificación de las turbas. El límite líquido (LL) presenta una relación con el grado de humificación y con la CIC de los suelos. A medida que aumenta el grado de humificación, se reduce el LL debido a la reducción de los complejos de adsorción (ver sección 2.2). Si bien los valores del LL dependen de la actividad eléctrica de los materiales, y por lo tanto están relacionados con la CIC, los suelos orgánicos presentan mayores valores del LL que un suelo inorgánico con la misma CIC debido a que los complejos de adsorción son más efectivos en las turbas a causa de los bajos Gs que tienen estos materiales (Bell, 1992; Hobbs, 1986). El LL de las turbas depende del método de preparación de la muestra previa ejecución del ensayo y de la historia de esfuerzos de los materiales, lo que hace de este un ensayo no apropiado para la obtención de correlaciones con parámetros mecánicos (O'Kelly, 2015).

Los materiales con un alto CMO presentan modificaciones en sus límites de consistencia al ser secados al aire o al ser secados al horno debido a los procesos de oxidación que se presentan a las distintas temperaturas de secado. Estas variaciones, hacen que las correlaciones de los límites de consistencia con distintas propiedades tales como la resistencia no drenada, el ángulo de resistencia y la compresibilidad, no sean aplicables a suelos con altos contenido de materia orgánica (Hight et al., 1992).

Las turbas, al ser materia orgánica parcialmente descompuesta (hojas, raíces, madera, tallos, etc.), presentan partículas que, aun correspondiendo con tamaños de partícula tamaño arcilla, no tienen las mismas propiedades de las arcillas. Esto introduce efectos de escala y de reforzamiento al interior de las muestras en su estado natural o remoldeado haciendo inviable determinar su límite plástico (Bell, 1992; Hobbs, 1986; O'Kelly, 2015; Yamaguchi, Ohira, & Kogure, 1985), apartándose de los sistemas de clasificación basados en cartas de plasticidad como el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Dentro de los parámetros de estado que se emplean normalmente para caracterizar los materiales, se encuentran el contenido de agua y la relación de vacíos. Tanto los valores de relación de vacíos como de contenido de agua de los suelos orgánicos son superiores a aquellos de los suelos inorgánicos alcanzando valores de incluso 25 y 3000 % respectivamente (Bell, 1992; Huat, 2006). Estos altos valores tienen implicaciones directas en las propiedades ingenieriles de las turbas, especialmente en la compresibilidad y la conductividad hidráulica, permitiendo alcanzar cambios volumétricos durante los procesos de contracción entre el 34 y el 75 % del volumen original (Rezanezhad et al., 2016). Dados los altos valores de contenido de agua gravimétrico w que se detectan en las turbas, algunos autores emplean el contenido de agua volumétrico θ ($\theta = V_w/V_t$), argumentando que este no se ve afectado de la misma forma que w por pequeñas variaciones en el cálculo del peso de sólidos. Sin embargo, θ no presenta grandes respuestas ante la evolución en la estructura de los suelos, encontrándose una mejor representación de la estructura en w (Landva & Pheeney, 1980).

En la **Tabla 2-2** se presentan intervalos de valores encontrados de contenido de agua, densidad, peso específico, potencial de hidrógeno y contenido de cenizas (complemento del contenido de materia orgánica) encontrados para las turbas por diferentes autores. De los valores presentados, se evidencia el gran número de reportes que indican densidades inferiores a la densidad del agua y valores de G_s siempre inferiores a 1,8. Se hace evidente también que la acidez de los suelos orgánicos se encuentra en general por debajo del valor de pH neutro debido a que en ambientes con pH mayores, se presenta una mayor tasa de descomposición que de depositación, lo que impide la acumulación de MO y la generación de turbas (Bell, 1992).

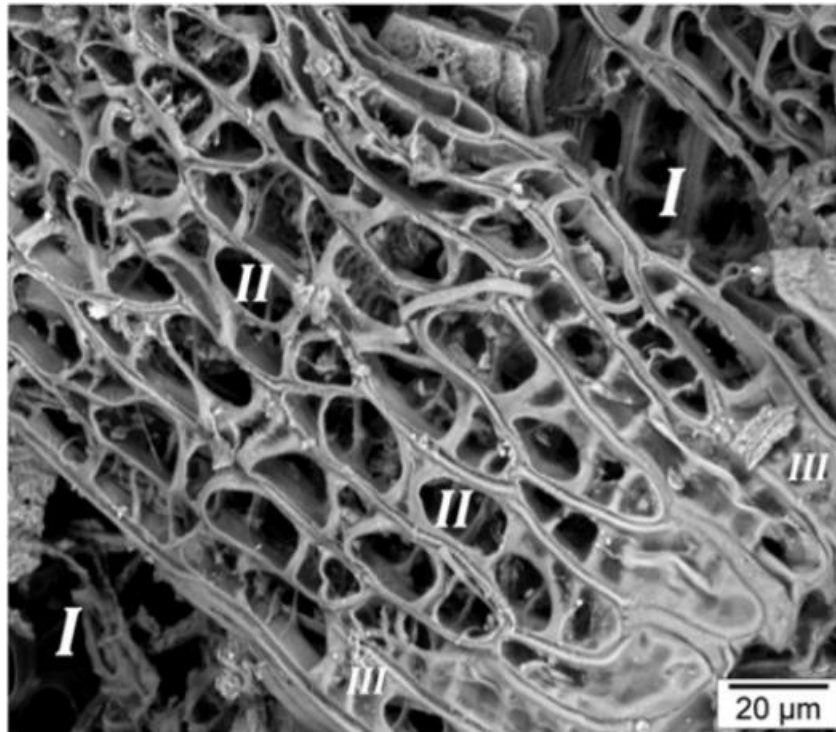
Tabla 2-2: Propiedades Físicas y químicas de distintas turbas (Kazemian, Huat, Prasad, & Barghchi, 2011).

Peat type	Natural water content (w, %)	Bulk density (Mg/m ³)	Specific gravity (G _s)	Acidity (pH)	Ash content (%)	Reference
Fibrous-woody	484-909	-	-	-	17	Colley (1950)
Fibrous	850	0.95-1.03	1.1-1.8	-	-	Hanrahan (1954), Asadi et al., 2009, 2010
Peat	520	-	-	-	-	Lewis (1956)
	500-1500	0.88-1.22	1.5-1.6	-	-	Lea and Browner (1963)
Amorphous and fibrous	200-600	-	1.62	4.8-6.3	12.2-22.5	Adams (1965)
	355-425	-	1.73	6.7	15.9	
Amorphous to fibrous	850	-	1.5	-	14	Keene and Zawodniak (1968)
Fibrous	605-1290	0.87-1.04	1.41-1.7	-	4.6-15.8	Samson and LaRochell (1972), Moayedli et al. (2011a, b)
Coarse fibrous	613-886	1.04	1.5	4.1	9.4	Berry and Vickers (1975)
Fibrous sedge	350	-	-	4.3	4.8	Levesque et al. (1980)
Fibrous sphagnum	778	-	-	3.3	1	
Coarse fibrous	202-1159	1.05	1.5	4.17	14.3	Berry (1983)
Fine fibrous	660	1.05	1.58	6.9	23.9	
Fine fibrous	418	1.05	1.73	6.9	9.4	NG and Eischen (1983)
Amorphous granular	336	1.05	1.72	7.3	19.5	
Peat portage	600	0.96	1.72	7.3	19.5	
Peat waupaca	460	0.96	1.68	6.2	15	Edil and Mochtar (1984)
Fibrous peat (Middleton)	510	0.91	1.41	7	12	
Fibrous peat (Noblesville)	173-757	0.84	1.56	6.4	6.9-8.4	
Fibrous	660-1590	-	1.53-1.68	-	0.1-32.0	Lefebvre et al. (1984)
Fibrous peat	660-890	0.94-1.15	-	-	-	
Amorphous peat	200-875	1.04-1.23	-	-	-	Olson and Mesri (1970)
Peat	125-375	0	1.55-1.63	5-7	22-45	Yamaguchi et al. (1985)
Peat	419	1	1.61	-	22-45	Jones et al. (1986)
Peat	490-1250	-	1.45	-	20-33	Yamaguchi et al. (1987)
Peat	630-1200	-	1.58-1.71	-	22-35	Nakayama et al. (1990)
Peat	400-1100	0.99-1.1	1.47	4.2	5-15	Yamaguchi 1990
Fibrous	700-800	~1.00	-	-	-	Hansbo (1991)
Peat (Netherlands)	669	0.97	1.52	-	20.8	Termatt and Topolnicki (1994)
Fibrous (Middleton)	510-850	0.99-1.1	1.47-1.64	4.2	5-7	
Fibrous (James Bay)	1000-1340	0.85-1.02	1.37-1.55	5.3	4.1	Ajlouni (2000)

2.2 Fábrica y estructura

Los suelos con alto CMO son mezclas de materiales minerales y materiales orgánicos en distintos niveles de descomposición. La naturaleza propia del material orgánico junto con su humificación generan estructuras variables, en las que se destaca una doble porosidad con una red de macroporos interconectados e irregulares en los cuales se puede presentar flujo (porosidad interparticular), y microporos no interconectados en los cuales no puede presentarse flujo (porosidad intraparticular) (Rezanezhad et al., 2016; Yamaguchi et al., 1985). En la **Figura 2-1** se presenta una imagen de microscopía de barrido electrónico SEM (del inglés Scanning Electron Microscopy) de la estructura de una turba, identificando los distintos tipos de poros que se presentan en estos materiales: (I) Poros interconectados de gran tamaño (macroporos), (II) poros cerrados o parcialmente cerrados y (III) Poros no conectados o aislados. La estructura de un material orgánico evoluciona con la humificación y con los incrementos de carga, transformando los poros de tipo (I) en poros de tipo (II) y tipo (III).

Figura 2-1: Imagen SEM de turbas donde se identifican sus distintos tipos de poros. (I) Poros interconectados de gran tamaño, (II) poros cerrados o parcialmente cerrados y (III) Poros no conectados o aislados. Adaptado de (Rezanezhad et al., 2016)



Dependiendo del grado de descomposición, a nivel macroscópico, las turbas se pueden dividir en 3 grandes grupos (Bell, 1992), de menor a mayor grado de descomposición:

- Turba fibrosa gruesa. Son las turbas en las cuales la mayoría las plantas en descomposición aún conservan su estructura celular, generando grandes poros entre el material remanente de las plantas, conocido como fibra. Al interior de los poros de gran tamaño, se encuentran fibras menores.
- Turba fibrosa delgada. Estas turbas presentan un grado de humificación superior al de las turbas de fibra gruesa. Los poros entre fibras presentan menores tamaños que aquellos de la turba fibrosa gruesa debido al avance en el proceso de descomposición. Al interior de los poros no se logran encontrar más fibras, debido a su tamaño, sino que únicamente se encuentra material coloidal.
- Turba amorfa granular. Estas turbas son las que presentan el mayor grado de humificación. Corresponde con los materiales que tienen una alta fracción coloidal y en la cual la mayoría del agua se encuentra en estado adsorbido y no libre.

Cada uno de estos tipos de turba presentará distintas propiedades, que dependen en gran medida en la forma y la distribución del agua al interior de los poros de los materiales. En general, se tiene agua libre en los macroporos interparticulares, agua capilar en los microporos intraparticulares y agua adsorbida en la materia orgánica (Bell, 1992; Hobbs, 1986). La cantidad de agua en cada una de estas fases depende de la estructura de cada material. En las turbas fibrosas, la mayoría de agua es libre (Bell, 1992). El agua adsorbida se puede conceptualizar como una zona de recubrimiento alrededor de los tejidos y partículas que componen la materia orgánica. La rigidez y tamaño de la zona de agua adsorbida aumenta con la CIC del material (Hobbs, 1986) y depende de la química del agua disponible.

Algunas propiedades ingenieriles como la resistencia, la conductividad hidráulica, la relación de vacíos y el contenido de agua se van reduciendo a medida que aumenta el grado de humificación de las turbas, debido a que la pérdida de materia orgánica junto con los cambios químicos que se presentan en el proceso, van eliminando todo rastro de las fibras originales de las plantas que dieron lugar a las turbas generando así un material cada vez más fino (Bell, 1992).

Las turbas amorfas son las que cuentan con menor cantidad de investigaciones realizadas respecto de su fábrica y estructura, quizás porque al ser materiales con un alto grado de humificación se encuentran a mayores profundidades que las turbas fibrosas, dificultando así su recuperación inalterada. Sin embargo, es conocido que estos materiales están compuestos por ácidos orgánicos gelatinosos, los cuales tienen una pseudo-estructura similar a la de una esponja (Bell, 1992; Landva & Pheeney, 1980), la cual se elimina fácilmente ante sollicitaciones externas mínimas (Bell, 1992; Hobbs, 1986; Landva & Pheeney, 1980).

En las siguientes secciones se esquematiza de forma general la influencia de la estructura en los procesos de consolidación y de contracción por secado de los materiales orgánicos.

2.3 Cambios volumétricos por consolidación

La evaluación del proceso de consolidación en turbas se realiza siguiendo las metodologías explicadas en la sección 1.1.1, para suelos no orgánicos. Sin embargo, se deben tener en cuenta algunas consideraciones adicionales al momento de determinar las propiedades de compresibilidad de estos materiales. De forma similar a como ocurre con los suelos minerales, en los que un 20 % de partículas minerales con tamaño arcilla hace que el comportamiento de todo el material se asemeje al de una arcilla, aunque el 80 % del material no corresponda a minerales tamaño arcilla, en los suelos con un contenido de materia orgánica de 20 % o más, el proceso de consolidación dependerá principalmente de la MO presente (Bell, 1992; Landva & Pheeney, 1980).

Las deformaciones en las turbas, al igual que en los suelos no orgánicos, implican fallas locales que pueden ocurrir ya sea con esfuerzos cortantes o con cambios volumétricos (Barden, 1968; Hight et al., 1992). Estos procesos de falla local, pueden ser interpretados por distintos modelos reológicos que buscan representar los distintos tipos de comportamiento en compresión y corte. Para el caso de las arcillas y las turbas amorfas, se podrían tener mecanismos de falla que representen la rotura de los enlaces, seguidos por un ablandamiento (Barden, 1968), con el fin de representar las deformaciones por compresión secundaria que se presentan en los materiales.

La velocidad a la que ocurren los cambios volumétricos depende de la conductividad hidráulica k de los suelos. Las turbas con mayor contenido de fibra tienen una conductividad de hasta 10^{-5} m/s, lo que es equiparable a la conductividad de una arena limpia. Sin embargo, a medida que las cargas son mayores o que el grado de descomposición aumenta, la relación de vacíos disminuye drásticamente junto con la conductividad en función del tipo de vegetación presente (Rezanezhad et al., 2016), llegando a ser comparable a la de una arcilla. Una reducción de medio orden de magnitud en la relación de vacíos implica una reducción en la conductividad hidráulica de 3 órdenes de magnitud, debido a que la tortuosidad del flujo aumenta con la cercanía de las partículas y a las capas de agua adsorbida (Barden, 1968; Bell, 1992; Hobbs, 1986). Las variaciones en la conductividad hidráulica, junto con la tixotropía de las turbas, hacen

que la teoría de consolidación de Terzaghi no sea correcta en los suelos con alto contenido de materia orgánica por lo siguiente (Hobbs, 1986):

- Las grandes deformaciones que ocurren durante la consolidación, requieren expresar la Ley de Darcy en términos del desplazamiento relativo de las fronteras drenantes.
- Los cambios en la conductividad hidráulica son muy altos para una misma carga aplicada,
- Los materiales en general tienen gases en su interior generados durante los procesos de humificación,
- Los tejidos sólidos que conforman los materiales no son incompresibles.

En la sección 2.2 se mencionaron los diferentes estados en los que se puede encontrar el agua en los poros de las turbas, existiendo agua libre, agua capilar y agua adsorbida. Durante el proceso de consolidación primaria, se genera la expulsión del agua libre presente en los macroporos. Sin embargo, con el aumento en el estado de esfuerzos efectivos y con la generación de nuevos contactos entre partículas, se genera una distorsión de la estructura celular de los materiales, la cual tiende a alinearse en la dirección del esfuerzo principal mayor (Landva & Pheeney, 1980). Esta distorsión, genera un aumento en la presión del agua al interior de los microporos, la cual comienza a salir por las aberturas generadas por el rompimiento de las paredes celulares (debido a la distorsión y a la presión a la que se ven sometidas). El paso del agua, de los microporos a los macroporos, genera un nuevo aumento en la presión de poros, lo que puede dar lugar a un ablandamiento rápido (Bell, 1992). El proceso de consolidación primaria y compresión secundaria, resulta entonces en la expulsión del agua libre y del agua capilar (Hobbs, 1986).

La secuencia en la que se presenta la expulsión del agua de los macroporos y microporos durante el proceso de consolidación, implica que para incrementos de esfuerzos efectivos bajos, los cambios volumétricos únicamente involucran modificaciones en los poros interparticulares, mientras que para grandes cambios de esfuerzos se presentan cambios volumétricos que involucran la expulsión de poros intraparticulares (Yamaguchi et al., 1985). Bajo condiciones de deformación restringida, como es el caso de la consolidación unidimensional, el proceso de compresión

secundaria puede llegar a ser el proceso dominante (Hobbs, 1986), influyendo las condiciones del ensayo, tales como dimensiones de la muestra y la duración de las cargas previas.

Distintos autores han encontrado que el método de Casagrande para determinar el tiempo en el cual ocurre el 100 % de la consolidación no es aplicable en suelos predominantemente orgánicos, por lo cual se hace necesario tener ensayos en los que se logre hacer un registro de la presión de poros para determinar el fin de la consolidación primaria (Al-Shamrani, 2005) o ensayos de larga duración en los que se garantice que se está presentando la compresión secundaria, para luego hacer el análisis de la deformación por consolidación primaria y compresión secundaria (Hobbs, 1986). Esto último se puede lograr mediante ensayos MIC de duración estándar (generalmente 24 horas), teniendo presente que en ningún momento se obtendrá, de forma experimental, la línea de compresión primaria (EOP).

El comportamiento durante la compresión secundaria obedece a distintos procesos, según el tipo de turba que se está analizando (Bell, 1992). Esto se da debido a la diferencia en la forma de descomposición de las plantas acumuladas para la formación de las turbas, que generan estructuras intraparticulares diferentes. Adicionalmente, y teniendo presente que la compresión secundaria es generadora de resistencia y de estructura en los suelos (sección 1.1.2), los materiales con altos CMO presentan esfuerzos de cedencia obtenidos principalmente por procesos de compresión secundaria y no por sobrecargas. El aumento en la resistencia y la rigidez de las turbas es más alto durante la compresión secundaria que durante la consolidación primaria, aun cuando se expulse la misma cantidad de agua (Bell, 1992).

Las curvas de compresibilidad de los suelos minerales son presentadas de forma que se tienen relaciones lineales en escalas semilogarítmicas. Sin embargo, en las turbas estas relaciones no son lineales debido a las grandes deformaciones que se presentan ante incrementos de esfuerzos y ante cargas constantes. El valor de C_c no puede ser asumido como constante para todos los esfuerzos, presentando una dependencia del esfuerzo aplicado. A medida que aumenta el contenido de materia orgánica, este comportamiento se hace más evidente, reduciendo gradualmente el valor de C_c a medida que aumentan

los esfuerzos aplicados (Yamaguchi et al., 1985). Para evitar la dependencia de C_c con los esfuerzos, distintos autores proponen emplear escalas logarítmicas en la curva de compresibilidad (Blommaert et al., 2000; Butterfield, 1979; Den Haan, 1996; Yamaguchi et al., 1985). De esta forma, se encuentran relaciones lineales que permiten asumir los mismos parámetros de compresibilidad para todos los rangos de esfuerzo.

En la **Tabla 2-3** se presentan valores del índice de compresibilidad en escala logarítmica tanto para arcillas minerales como para materiales orgánicos. Los valores obtenidos para las turbas, en especial para los índices de recompresión, son de casi 1 orden de magnitud mayores que los de las arcillas convencionales.

Tabla 2-3: Valores en los índices de compresión en escala logarítmica. Adaptado de Butterfield (1979).

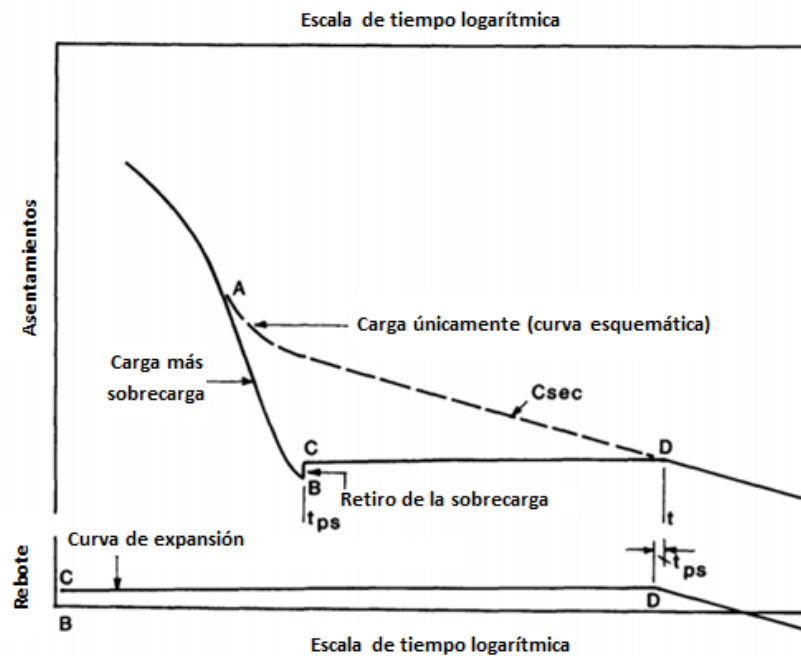
	ζ_c	ζ_s
Arcilla de Ciudad de México	0,498	0,025
Arcilla de Londres	0,083	0,037
Turba de Newfoundland	0,214	0,117
Limo de Newfoundland	0,103	0,016
Arcilla de Chicago	0,154	0,045
Arcilla azul de Boston	0,122	0,024
Arcilla plástica de Drammen	0,140	0,018

Teniendo en cuenta las limitaciones presentadas con respecto al cálculo de deformaciones y asentamientos en materiales con altos contenido de materia orgánica, se suele afirmar que no es posible predecir con precisión la deformación real de las turbas únicamente con base en ensayos de laboratorio. En caso de requerir predicciones acertadas en los tiempos y magnitudes de los asentamientos por consolidación primaria y compresión secundaria de estos materiales, se requiere de pruebas en campo que validen los supuestos de laboratorio (Bell, 1992). Para el cálculo de los asentamientos en materiales con alto CMO, se han desarrollado métodos alternativos a la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi, que tienen en cuenta la relación de vacíos de equilibrio en función del estado de esfuerzos y del CMO, sin involucrar directamente el proceso de consolidación primaria y compresión secundaria (Al-Khafaji & Andersland, 1981). Sin embargo, la validación de dichos métodos va más allá del alcance de esta investigación.

El proceso de descarga en las turbas, presenta un comportamiento diferente en el tiempo al compararse con el comportamiento de los materiales inorgánicos. Hay tres fases involucradas en los procesos de descarga (Hobbs, 1986):

- Rebote inmediato, el cual se puede asemejar al inverso de la consolidación primaria, y en el cual se presenta un aumento en el volumen hasta disipar el exceso de presión de poros negativa mediante la entrada de agua. Esta fase corresponde con la trayectoria B-C de la **Figura 2-2**.
- Rebote secundario, el cual se puede considerar como el inverso de la consolidación secundaria y corresponde con el aumento del volumen en el tiempo, a esfuerzo efectivo constante. Esta fase corresponde con la trayectoria C-D de la **Figura 2-2**.
- Compresión secundaria, la cual ocurre bajo las mismas condiciones en que se hubiera presentado si la carga máxima actuante fuera la carga final a la que es descargado el material. Esta fase corresponde con la continuación de la curva de consolidación desde el punto D en la **Figura 2-2**.

Figura 2-2: Rebote y asentamiento debido a carga y descarga. Adaptado de Hobbs (1986).



2.4 Cambios volumétricos en condición no saturada

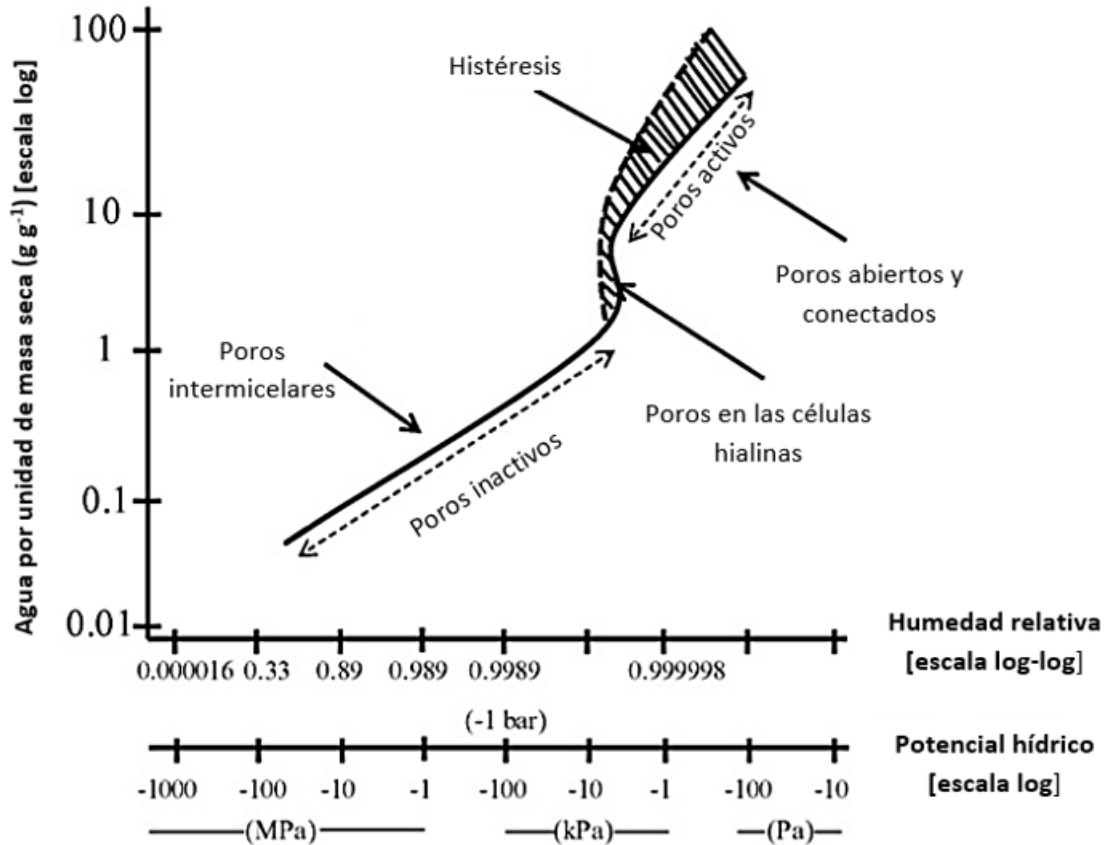
La humificación de los materiales orgánicos genera gases y agua. Los gases generados durante este proceso hacen que las turbas no necesariamente se encuentren en condición de saturación total (Hobbs, 1986).

Al igual que en los cambios volumétricos debido a sobrecargas, los cambios volumétricos, y en general el comportamiento de los suelos parcialmente saturados, dependen de la estructura de los materiales y de su evolución. Un ejemplo de esto se puede ver en las curvas de retención suelo-agua CRA (o SWRC del inglés Soil-Water Retention Curve) de los materiales como se muestra en la **Figura 2-3**, en donde se puede apreciar una zona gobernada por la macro porosidad, en una red de poros activa que permite el flujo, y una zona gobernada por la micro porosidad, en la que no se presenta flujo a menos que se modifique la estructura de los materiales por deformación o descomposición (Rezanezhad et al., 2016).

Mientras en los suelos no orgánicos, el valor de entrada de aire VEA (o AEV del inglés Air Entry Value) identificado en las curvas define la succión matricial para la cual el aire comienza a entrar a los poros de mayor tamaño (Fredlund & Xing, 1994), en los suelos orgánicos se suele asociar el VEA como la succión para la cual las paredes celulares permiten la salida del agua de los poros que se encontraban parcialmente cerrados, correspondiente a los poros tipo (II) en la **Figura 2-1** (Rezanezhad et al., 2016). Esto hace que inicialmente, en el proceso de secado, se evapore el agua libre para luego dar paso a la evaporación del agua celular (Landva & Pheeney, 1980).

En el caso de algunos suelos con bajo contenido de materia orgánica, muchas veces los cálculos de las SWRC se realizan asumiendo volumen constante durante el proceso de secado debido al poco potencial de cambio volumétrico que tienen algunos materiales. Esto no es posible con los suelos orgánicos, que pueden presentar grandes cambios de volumen en un proceso de secado, puesto que se pueden inducir errores que pueden ser de gran importancia, especialmente al momento de correlacionar propiedades ingenieriles a partir de las curvas de retención (Gebhardt, Fleige, & Horn, 2012).

Figura 2-3: Curva de retención de las turbas ante procesos de secado y humedecimiento. Adaptado de Rezanezhad et al (2016).

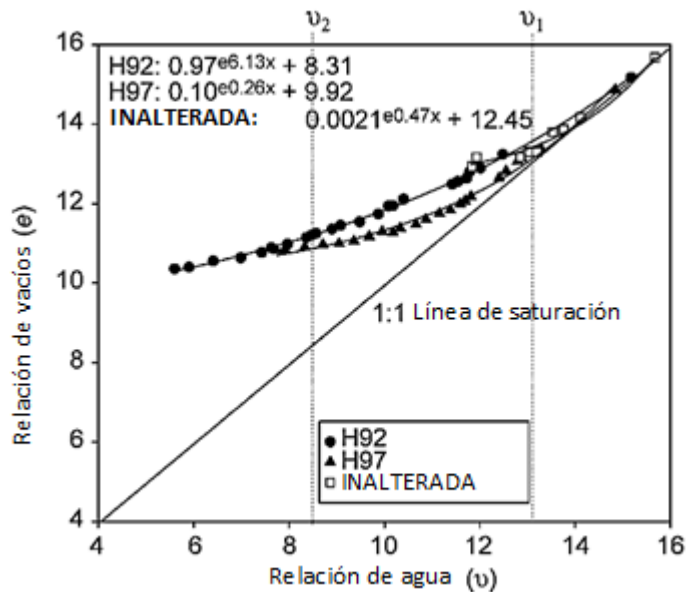


Al comparar los cambios volumétricos de las turbas teniendo en cuenta el grado de humificación, se encuentra que en aquellos materiales en los que se presenta menor descomposición se presentan menores cambios volumétricos por secado, debido a su mayor tamaño de poros tienen una menor posibilidad de generar capilaridad que reduzca el volumen de los vacíos (Landva & Pheeny, 1980). La estructura abierta, representada por los macroporos de la turba fibrosa, o en la pseudo-estructura tipo esponja de las turbas amorfas, genera un potencial de cambio volumétrico que puede estar alrededor del 50 % para las condiciones de secado, pero que en condiciones de humedecimiento solo permite recuperar entre un 33 y un 50 % del volumen perdido por el proceso de secado previo (Huat et al., 2011).

Las curvas de contracción de las turbas se pueden presentar en el espacio $e - w$ (**Figura 1-15**), o se pueden presentar en el espacio $e - e_w$ como se muestra en la **Figura 2-4**, en las cuales se presenta un ajuste exponencial. Al analizar las curvas de contracción de materiales orgánicos, existen evidencias experimentales que indican comportamientos diferentes:

- Mientras que en los suelos minerales se cuenta con distintas fases en el proceso de contracción (ver sección 1.2.1), en los suelos orgánicos éstas no se logran identificar. Específicamente, no se logra identificar la zona residual (Gebhardt et al., 2012).
- La zona de contracción residual se alcanza luego de perder entre el 30 y el 40 % del contenido de agua inicial de las muestras (Kennedy & Price, 2005).

Figura 2-4: Curva de contracción de las turbas en el espacio $e - e_w$. La relación de agua ha sido denominada con distintos símbolos ($e_w = v$). Modificada de Kennedy & Price (2005).



Adicionalmente, se debe tener en cuenta que durante el proceso de secado y debido a la entrada de aire a los poros de las turbas, se presentan procesos de oxidación. La oxidación de la materia orgánica genera la mineralización del carbón en agua y en dióxido de carbono, y genera cambios volumétricos irreversibles que se presentan de forma paralela con los cambios de contracción (Hobbs, 1986; Kennedy & Price, 2005;

Wösten, Ismail, & van Wijk, 1997). Si bien existen modelos para calcular los cambios volumétricos teniendo en cuenta de forma simultánea los cambios por contracción y por oxidación, estos requieren como datos de entrada los valores de la tasa de descomposición de cada tipo de material, dificultando así su aplicación en materiales en los que no se tenga conocimiento total de su origen.

Aun si se analizan los resultados de contracción y de oxidación en conjunto, para asimilar el comportamiento de los suelos orgánicos al de los suelos minerales, se debe tener en cuenta que la materia orgánica no es estable durante el secado (Gebhardt et al., 2012), y que estará sometida a procesos bioquímicos dependientes del tiempo que probablemente no se verán reflejados en su totalidad en ensayos de laboratorio, al ser comparados con tiempos geológicos.

2.5 Resumen

Las turbas y los suelos con altos contenidos de materia orgánica se forman en zonas donde las condiciones ambientales permiten que la tasa de depositación sea mayor a la tasa de descomposición de la MO. Esto ocurre en climas fríos y húmedos, bajo condiciones anaerobias y en ambientes ácidos. Debido a su origen, las turbas tienen una estructura de doble porosidad que evoluciona en el tiempo y presenta grandes modificaciones ante la aplicación de cargas.

Las turbas cuentan con sus propios sistemas de clasificación, en los que se destaca el sistema de clasificación de Von Post (1922) y el sistema de clasificación de Radforth (35d. C.), diferentes a los usados comúnmente en la mecánica de suelos, puesto que algunas de las propiedades de clasificación de los suelos minerales no son aplicables a los materiales orgánicos. Adicionalmente, los parámetros y propiedades que comparten con los suelos tales como el contenido de agua, el peso específico, la relación de vacíos y el índice de compresión, se encuentran en rangos de valores distintos a los rangos en los que se encuentran los suelos no orgánicos.

Los suelos orgánicos, debido a su origen, cuentan con una estructura que evoluciona en el tiempo debido a los procesos de descomposición de la materia orgánica original que le dio su origen. Estas estructuras tienen en general una doble porosidad en la que los macroporos o poros interparticulares, son los que permiten el flujo en su interior, mientras que los microporos o poros intraparticulares no permiten el flujo. Esta estructura de poros, permite tener el agua en su interior en tres estados: agua libre (en los macroporos), agua capilar (en los microporos) y agua adsorbida.

Al igual que en los suelos minerales, las turbas presentan cambios volumétricos debido a la compresión ante cargas externas y contracción por secado. El estado del agua expulsada en estos procesos (agua en los macroporos o agua en los microporos) depende tanto de la estructura inicial de los suelos, como de los incrementos de carga a los cuales se vea sometido el material. Debido a los procesos de descomposición en ambientes aerobios, las turbas presentan cambios volumétricos adicionales por oxidación, los cuales se presentan de forma paralela con aquellos debidos al proceso de secado haciendo difícil su identificación.

3. Características de los suelos estudiados

El subsuelo de Bogotá corresponde a depósitos sedimentarios de grandes lagos interandinos cercanos a la cumbre de la Cordillera Oriental, los cuales eran alimentados por materiales fluviales. Debido a cambios en el régimen climático, se inició el proceso de drenaje y secado de dichos lagos, dando lugar a la Formación Sabana (Q1sa), constituida por estratos de arcilla y, hacia las márgenes históricas de los antiguos lagos, arcillas orgánicas, arenosas y turbas (Montoya & Torres, 2005).

El Campus Universitario de la Universidad Nacional de Colombia fue seleccionado como el sitio de estudio para la investigación, debido a la disponibilidad de información y de material de la zona.

3.1 Contexto geológico

Bogotá se encuentra ubicada sobre un depósito lacustre a una altura de 2550 m.s.n.m., en la cuenca media del río Bogotá entre Tibitó y Soacha (Vargas, 2004), la cual fue alcanzada por levantamiento tectónico de más de 2000 m de la cordillera de los Andes entre 5 y 3 millones de años atrás en el plioceno tardío (Helmens & van der Hammen, 1994; van der Hammen & Hooghiemstra, 1997). Durante este proceso orogénico, distintas cuencas con ambiente predominantemente fluvial se crearon en la parte alta de la cordillera en la misma dirección de la Cordillera de los Andes (Dueñas, 1980). Posteriormente, y debido a la tectónica local que actuó durante cerca de 1,5 millones de años, algunos de dichos ambientes se vieron modificados a ambientes de depositación lacustre (Helmens & van der Hammen, 1994), permitiendo el inicio de la formación de los actuales depósitos. Las deformaciones tectónicas del basamento rocoso generaron un sinclinal deformado por cabalgamiento y plegamiento, que se encuentra limitado por fallas de cabalgamiento de alto ángulo (Lobo-Guerrero, 1996).

Los niveles fluctuantes de los lagos, debido a la variación climática de los periodos glaciares e interglaciares durante el cuaternario, generaron 11 diferentes facies asociadas a distintos regímenes de energía (Torres, Vandenberghe, & Hooghiemstra, 2005) generando la sedimentación de distintos tipos de depósitos junto con distintos tipos de vegetación, dando origen a los distintos materiales que se encuentran hoy en el perfil estratigráfico. En la parte (a) de la **Figura 3-1** se presenta el esquema de energías de depositación para un lago, junto con las facies asociadas a cada uno. Las altas tasas de precipitación, las temperaturas bajas y las bajas tasas de evaporación favorecían los niveles altos de los lagos (van der Hammen, 1986). En los periodos interglaciares, en los bordes del gran lago y en la desembocadura de los distintos ríos que lo alimentaban, se presentaron zonas pantanosas propicias en el ambiente frío y húmedo de la zona, en las que se generaba la acumulación de material orgánico, simultáneamente con la sedimentación de materiales minerales en el lago (Helmens & van der Hammen, 1994; van der Hammen, 1986). En la parte (b) de la **Figura 3-1** se presenta la variación del contenido de materia orgánica dependiendo de la facie de formación.

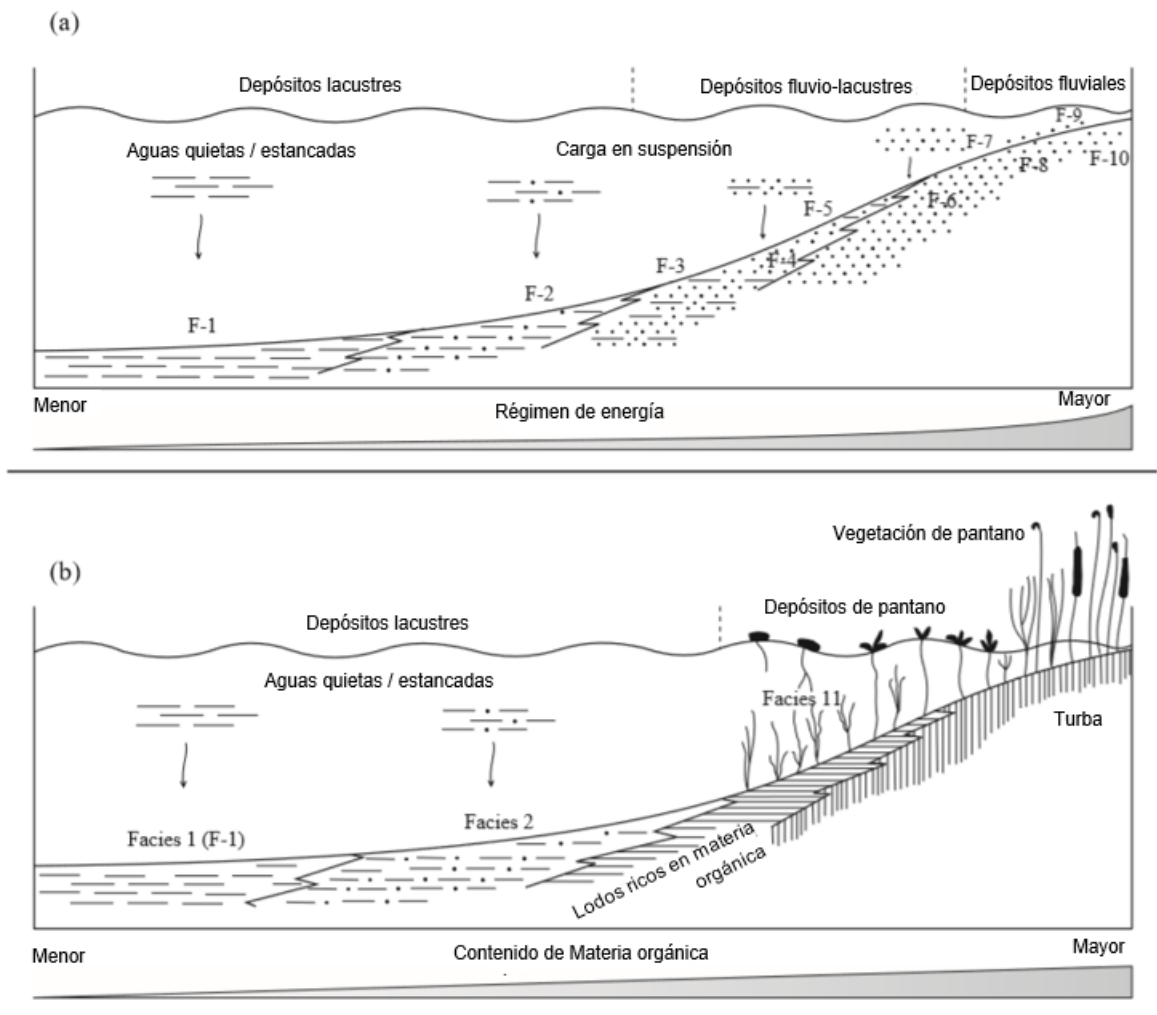
El gran lago, se secó por completo hace aproximadamente 27.000 años debido a la combinación de la baja precipitación efectiva y de los procesos erosivos en el área Alicachín-Tequendama (van der Hammen, 1986), que permitieron el drenaje de toda la zona.

El depósito lacustre tiene una profundidad máxima de 586 m detectada en cercanías del municipio de Funza. Allí se logran identificar 3 formaciones geológicas, las cuales se pueden dividir a su vez en distintos periodos de formación en los cuales se pueden identificar los periodos glaciares e interglaciares (Helmens & van der Hammen, 1994; van der Hammen & Hooghiemstra, 1997):

- Los primeros 4,1 m del perfil corresponden al periodo reciente (desde hace 10150 años), presentando una tasa de sedimentación promedio de 0,4 mm/año. Este material únicamente se encuentra en Fúquene.
- De 4,1 a 27,5 m de profundidad se encuentran los depósitos del último periodo glacial, desde hace 73000 hasta hace 10000 años, presentando una tasa de sedimentación promedio de 0,4 mm/año.

- De 27,5 a 43 m de profundidad se encuentran los depósitos del periodo interglaciar, desde hace 128000 hasta hace 73000 años, presentando una tasa de sedimentación promedio de 0,3 mm/año.
- De 43 a 94 m de profundidad se encuentran los depósitos del segundo gran periodo interglaciar, desde hace 335000 hasta hace 128000 años, presentando una tasa de sedimentación promedio de 0,2 mm/año.

Figura 3-1: Esquema de la distribución de las diferentes facies que se presentan en la sedimentación de un lago. (a) distribución de energías, (b) distribución del contenido de materia orgánica. Modificado de Torres et al. (2005).



- De 94 a 147 m de profundidad se encuentran los depósitos de la segunda gran glaciación, desde hace 665000 hasta hace 335000 años, presentando una tasa de sedimentación promedio de 0,2 mm/año.
- De 147 a 257 m de profundidad se encuentran depósitos del primer gran periodo interglaciario, desde hace 1000000 hasta hace 665000 años, presentando una tasa de sedimentación promedio de 0,3 mm/año.
- De 257 a 400 m de profundidad se encuentran los depósitos de la primera glaciación, desde hace 2400000 hasta hace 1000000 de años, presentando una tasa de sedimentación promedio de 0,1 mm/año
- A partir de los 400 m de profundidad los sedimentos datan del plioceno.

Dichos materiales se pueden agrupar en 3 formaciones por sus características:

- Formación Sabana. Esta formación va desde la superficie hasta los 320 m de profundidad. Cuenta con una tasa de sedimentación promedio de 0,3 mm/año. Los 80 m superficiales de la formación fueron consolidados durante los últimos 250000 años (Caicedo, Mendoza, López, & Lizcano, 2018; Helmens & van der Hammen, 1994). Corresponde principalmente con arcillas intercaladas con estratos y estratos de turba (Torres et al., 2005).
- Formación Subchoque. Esta formación va de los 320 m de profundidad a los 468 m de profundidad. Cuenta con una tasa de sedimentación promedio de 0,1 mm/año (Helmens & van der Hammen, 1994). Corresponde con arcillas arenosas y con materiales tipo grava. (Torres et al., 2005)
- Formación Tilatá: va de los 468 m de profundidad hasta la base de la cuenca. Corresponde con arcillas arenosas de color gris o verde, junto con arcillas orgánicas (Torres et al., 2005).

Los mecanismos de depositación están controlados por los niveles de energía que se presentan, que a su vez dependen del nivel del agua y de la relación entre la tasa de subsidencia y la tasa de depositación al interior del lago (Caicedo et al., 2018).

Distintos rasgos transversales a las formaciones, como lo son los 8 estratos de tefra entre los 67 y los 506 m de profundidad (Torres et al., 2005; van der Hammen &

Hooghiemstra, 1997) dan cuenta de la actividad volcánica con influencia directa en el depósito que se encontraba en ese entonces en formación. Estos materiales, junto con los rastros de polen, permitieron realizar la datación presentada anteriormente. Si bien en la mayoría de casos los dos tipos de datación coinciden satisfactoriamente (Helmens & van der Hammen, 1994; van der Hammen & Hooghiemstra, 1997), en la parte media de la cuenca la datación no es concluyente (en la formación Sabana) (Torres et al., 2005).

3.2 Geoquímica y mineralogía

Los suelos de Bogotá se encuentran compuestos en cerca del 75 % por minerales arcillosos hasta los 30 m, siendo el mineral arcilloso predominante la caolinita (Ávila, 2004; Betancourt, 1996). En la **Tabla 3-1** se presenta la composición mineralógica típica de los suelos de Bogotá.

Tabla 3-1: Composición mineralógica típica de los suelos de Bogotá (Ávila, 2004).

Composición Global	Arcillas	75 %
	Feldespatos	3 %
	Cuarzo	22 %
Composición de la fracción de arcilla	Caolinita	55 %
	Esmectita	17 %
	Ilita	15 %
	Clorita	13 %

Para corroborar los datos presentados en la **Tabla 3-1**, se seleccionaron 7 materiales con distintos contenidos de materia orgánica a los cuales se les realizaron ensayos termo gravimétricos TGA (del inglés Thermogravimetric Analysis). La descripción de dichos materiales se presenta en la **Tabla 3-2**, y en la **Tabla 3-3** se presentan sus principales propiedades. Adicionalmente, de dichos materiales, se seleccionó la muestra con el mayor CMO, la muestra con el menor CMO y una muestra con CMO intermedio, para realizar tres ensayos de difracción de rayos X (DRX). En la **Figura 3-2** se presenta la ubicación de la totalidad de las muestras empleadas durante esta investigación, las cuales fueron recuperadas mediante perforación mecánica por rotación en diámetro HQ (63,5 mm).

En la **Figura 3-3** se presentan los difractogramas para los materiales calcinados y en la **Figura 3-4** y en la **Figura 3-5** se presentan los resultados de la termogravimetría

Los ensayos de DRX ejecutados indicaron que el mineral más abundante en los materiales ensayados es la caolinita, con contenidos que pueden llegar a ser incluso superiores al 50 % en las turbas. Si bien se detectó clorita y esmectita en las muestras analizadas, se detectó en una mayor cantidad cuarzo, con contenidos que varían entre el 5 y el 30 %. En la **Figura 3-3** se presentan los difractogramas para las tres muestras ensayadas luego de ser calcinadas a 550 °C, y en la **Tabla 3-4** se presentan los principales minerales detectados en los ensayos DRX. La totalidad de los difractogramas obtenidos se presenta en el Anexo A.

Los ensayos TGA fueron realizados en ambiente oxidante y en ambiente neutro. El porcentaje de masa perdido, así como su primera y segunda derivada, para los materiales con CMO inferior a 20 %, es muy inferior a aquellos que se presentan en la turba, presentando diferentes tasas de decaimiento de peso con la temperatura.

Los resultados de termogravimetría presentados para la turba en la **Figura 3-5** evidencian una pérdida de peso marcada hasta cerca de los 450 °C, para luego mantener bajas tasas de pérdida de peso, mientras que en los resultados de las arcillas con CMO inferiores a 20 % presentados en la **Figura 3-4** dejan ver un decaimiento permanente a medida que aumenta la temperatura, incluso hasta llegar a los 1000 °C. Esta pérdida constante de peso de los suelos corresponde con la deshidratación de los minerales presentes en los suelos.

Tabla 3-2: Descripción de los materiales a los que se les realizaron ensayos de TGA y DRX.

Muestra	Descripción
IEI 1-7A	Arcilla de color café grisáceo, de consistencia muy blanda y alto contenido de agua
IEI 1-16B	Turba de color negro, con presencia de raíces inferior al 5%
IEI 3-4A	Arcilla de color gris oscuro, de consistencia firme, con presencia de cobalto
IEI 3-6A	Arcilla de color gris y gris oscuro, de alta plasticidad y consistencia media
IEI 3-12A	Arcilla de color café, de consistencia firme, alta plasticidad y con presencia de cobalto
IEI 3-13A	Arcilla de color café, de consistencia firme y alta plasticidad
SGC 5-10C	Arcilla con limo de color café grisáceos, de consistencia firme y alta plasticidad

Tabla 3-3: Materiales a los que se les realizaron ensayos de TGA y DRX.

Muestra	Desde (m)	Hasta (m)	CMO (%)	Gs	LL (%)	w (%)
IEI 1-7A	9,0	10,5	10,7	2,215	185	133
IEI 1-16B	22,5	24,0	85,6	1,674	420	401
IEI 3-4A	4,5	6,0	7,5	2,727	56	37
IEI 3-6A	7,5	9,0	9,3	2,696	160	90
IEI 3-12A	16,5	18,0	6,3	2,554	150	75
IEI 3-13A	18,0	19,5	7,4	2,481		94
SGC 5-10C	13,5	15,0	16,5	2,447		164

Tabla 3-4: Principales minerales detectados en los ensayos DRX.

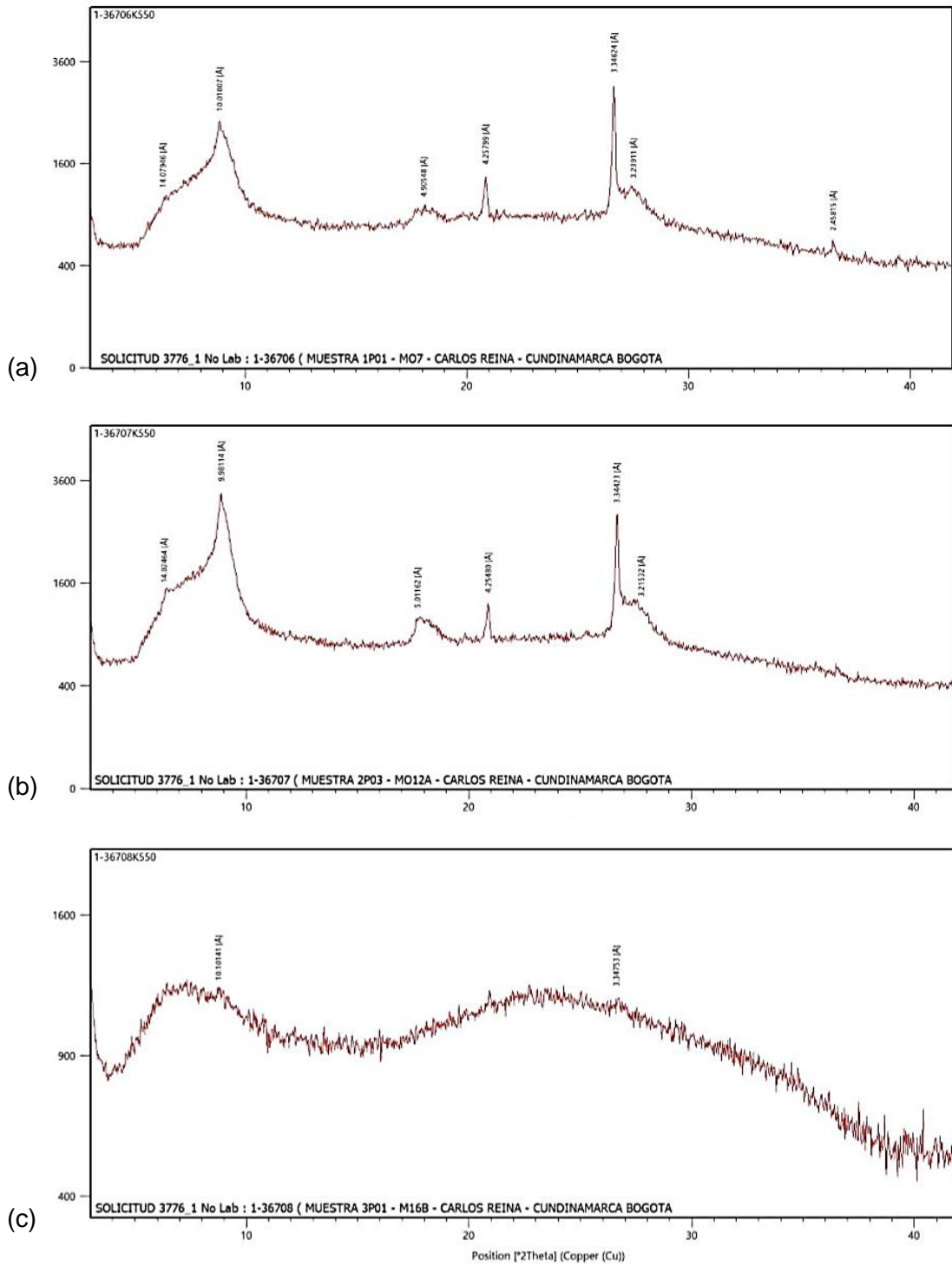
Muestra	Caolinita	Cuarzo	Clorita	Mica	Esmectita	Vermiculita
IEI 1-7A	+++	+++	+	+	-	-
IEI 1-16B	++++	++	-	-	-	+
IEI 3-12A	+++	+	++	+	+	-

++++ Dominante (>mayor al 50%), +++ Abundante (30-50%), ++ Común (15-30%), +Presente (5-15%)

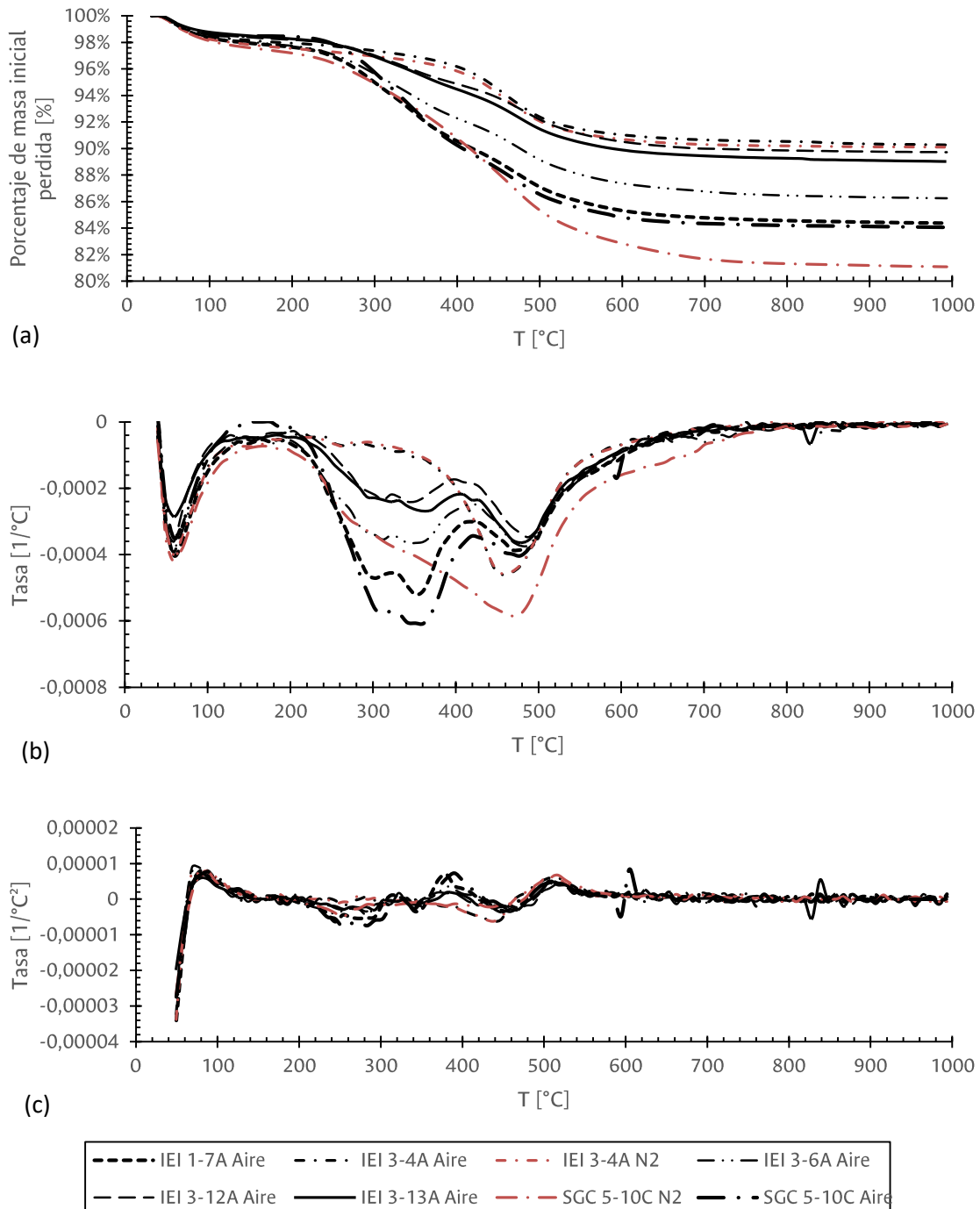
Figura 3-2: Ubicación de los sitios de exploración para esta investigación. Adaptado del sistema de información geográfica de la EAAB.



Figura 3-3: Difractogramas obtenidos para 3 materiales de estudio con distintos CMO, calcinados a 550 °C.

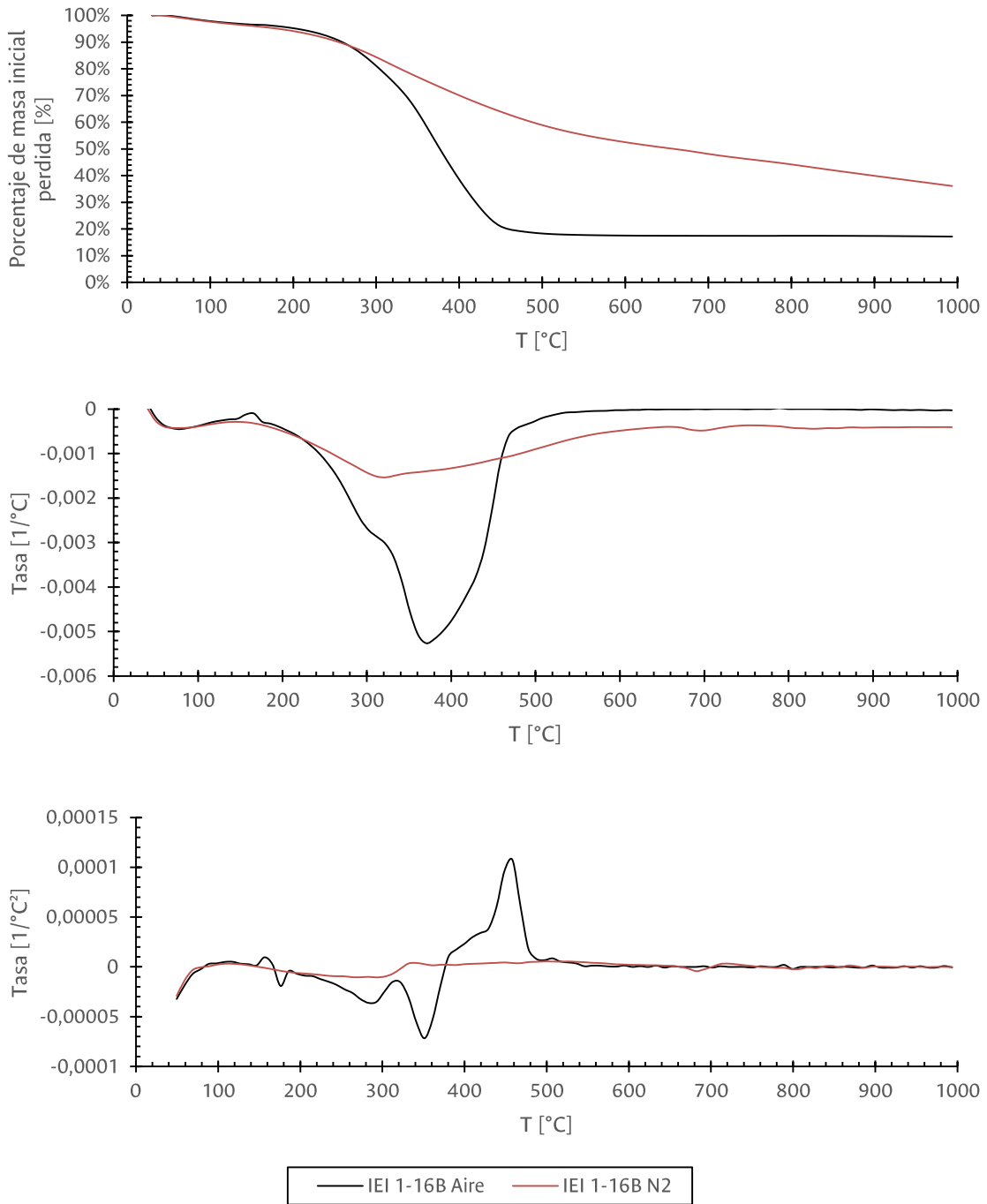


(a) Muestra IEI 1-7A (11 %), (b) Muestra IEI 3-12A (6 %), (c) Muestra IEI 1-16B (86 %).

Figura 3-4: Ensayos termo gravimétricos para arcillas con CMO entre el 6 y el 17 %.

(a) registro termo-gravimétrico de 8 muestras con 6 CMO diferentes, en ambiente oxidante y en ambiente neutro, (b) primera derivada del registro termo-gravimétrico, (c) segunda derivada del registro termo-gravimétrico. Muestra IEI 1-7A (11 %), Muestra IEI 3-4A (7 %), Muestra IEI 3-6A (9 %), Muestra IEI 3-12A (6 %), Muestra IEI 3-13A (7 %), Muestra SGC 5-10C (17%)

Figura 3-5: Ensayo termo-gravimétrico realizado en una turba.



(a) registro termo-gravimétrico de una muestra de turba en ambiente oxidante (aire) y en ambiente neutro (N₂), (b) primera derivada del registro termo-gravimétrico, (c) segunda derivada del registro termo-gravimétrico. Muestra IEI 1-16B (86 %).

3.3 Propiedades físicas

Teniendo en cuenta las diferentes facies de formación, en general los suelos de Bogotá se pueden agrupar los materiales de acuerdo con sus principales propiedades índice:

- Los 5 metros superficiales corresponden a un material con bajos CMO, que pueden ser incluso inferiores al 2 % (Torres et al., 2005), pero que en general varían entre 6 y 10 % (Caicedo et al., 2018).
- Entre 5 y 80 m de profundidad, se tienen materiales con altos CMO debido a su formación en zonas pantanosas. El Límite Líquido en estos materiales varía entre 50 y 200 %, con contenidos de agua en general superiores a 100 % hasta los 50 m de profundidad. Los mayores CMO se encuentran alrededor de los 30m, donde se encuentran valores cercanos a 25 %, para luego descender hasta 10 % a los 70 m de profundidad. De los 10 a los 70 m de profundidad se evidencia un aumento en los pesos unitarios que permiten asumir que estos materiales corresponden a suelos normalmente consolidados (Caicedo et al., 2018).
- Entre 80 a 155 de profundidad se cuenta con un depósito lacustre, con CMO inferiores a 10 % (Torres et al., 2005)
- Entre 155 y 170 m de profundidad se cuenta con depósitos de pantano con LL cercanos a 100 % con CMO en general inferiores a 12 %,
- Entre 180 y 250 m de profundidad se cuenta con depósitos lacustres con CMO inferiores al 10 % (Torres et al., 2005) y LL cercanos al 50%.

Las variaciones del porcentaje de materiales tipo arcilla con los valores de límite líquido, muestran que los altos valores de LL no están directamente relacionados con los contenidos de arcilla, o la mineralogía del depósito, sino con la presencia de diatomeas (Caicedo et al., 2018). Distintos estratos de turba se pueden identificar a lo largo del perfil estratigráfico del depósito, destacando la presencia de estratos de turba a los 30 y 60 m aproximadamente.

Para esta investigación, se realizó la caracterización física de los primeros 60 m del subsuelo en el Campus Universitario. La caracterización incluyó la determinación del contenido de agua a distintas temperaturas de secado, la obtención de pesos unitarios totales, de pesos específicos mediante el método del picnómetro y mediante el límite de

contracción, contenido de materia orgánica, límites de consistencia y actividad de las arcillas. En la **Figura 3-6** se presenta la variación del contenido de agua, el peso unitario total y el contenido de materia orgánica con la profundidad para distintas perforaciones realizadas en el Campus de la Universidad Nacional en los alrededores del Instituto de Extensión e Investigación IEI y del Servicio Geológico Colombiano SGC, tal como se indicó en la **Figura 3-2**. Las características mineralógicas de dichos materiales fue presentado en la sección 3.2.

En la **Figura 3-6** se pueden identificar los estratos de turba, correspondientes a los más altos CMO, en profundidades cercanas a los 22, 30 y 58 m. Estos estratos presentan los menores pesos unitarios del perfil, así como altos contenidos de agua. También se pueden identificar estratos de arena a una profundidad cercana a los 32 m, los cuales presentan los menores CMO del perfil, junto con los mayores pesos unitarios y contenidos de agua más bajos.

3.4 Compresibilidad

El estudio de la compresibilidad y la resistencia de los suelos de Bogotá, se ha enfocado en los primeros 60 metros del perfil, puesto que es la zona en la que se encuentra la mayoría de las cimentaciones superficiales y profundas de las distintas edificaciones. De los materiales ensayados, los valores de C_c en el perfil varían entre 0,055 para los materiales con mayor porcentaje de arenas y 2,86 para las turbas. En la **Figura 3-7** se presentan los valores promedio de C_c y C_r presentados por Moya y Rodríguez (1987) para las arcillas de Bogotá, junto con los intervalos de valores en los distintos estudios realizados al interior del Campus Universitario (Betancourt, 1996). Si bien los valores promedio para Bogotá no coinciden completamente con los intervalos de valores registrados en el Campus, la tendencia general se conserva en los datos registrados.

Teniendo en cuenta que algunas correlaciones usualmente empleadas para la obtención de C_c se presentan en términos del límite líquido de los materiales (**Tabla 1-2** y **Figura 1-1** en la sección 1.1), en la **Figura 3-8** se presenta la variación con la profundidad de C_c y del LL para los primeros 60 m del perfil del Campus Universitario. Si bien se puede apreciar la tendencia general de aumentar C_c en las profundidades en las que aumenta el

LL, los valores de C_c cuentan con una gran dispersión, aun cuando se cuenta con pequeñas variaciones en las propiedades físicas, que puede estar asociada a la alteración de las muestras durante el muestro, o a variaciones en el procedimiento de los ensayos realizados.

Teniendo en cuenta la tendencia presentada entre C_c y el LL, Caicedo et al (2018) propusieron que para las arcillas de Bogotá, el índice de compresión virgen se encuentra directamente relacionado con el límite líquido según la **Ecuación 3-1**. En la **Figura 3-8** se presentan los valores de C_c calculados con la ecuación propuesta, mostrando la cercanía con los valores determinados a partir de ensayos de consolidación.

Figura 3-6: Variación del contenido de agua, del peso unitario, del peso específico y del contenido de materia orgánica con la profundidad en el Campus Universitario.

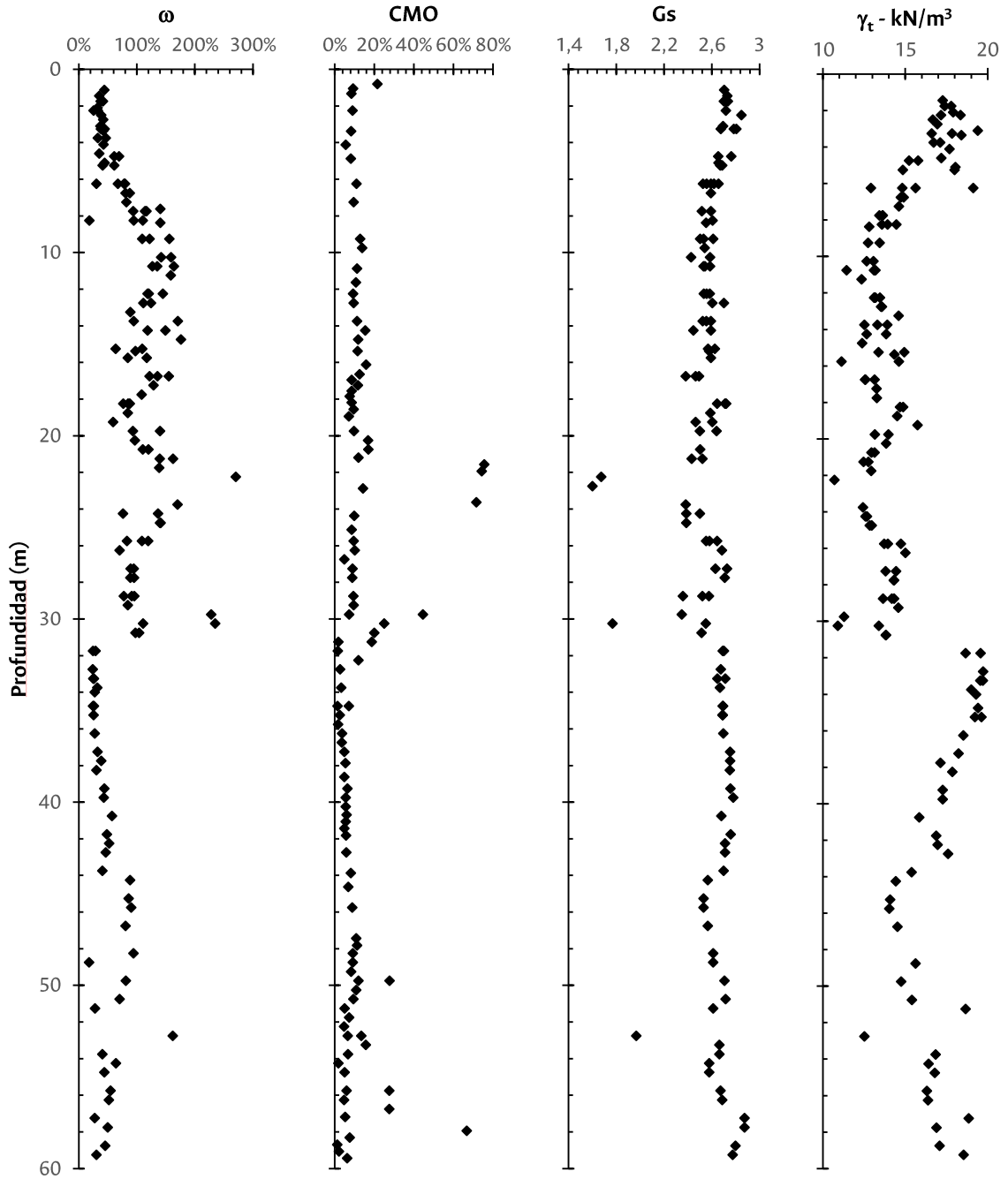
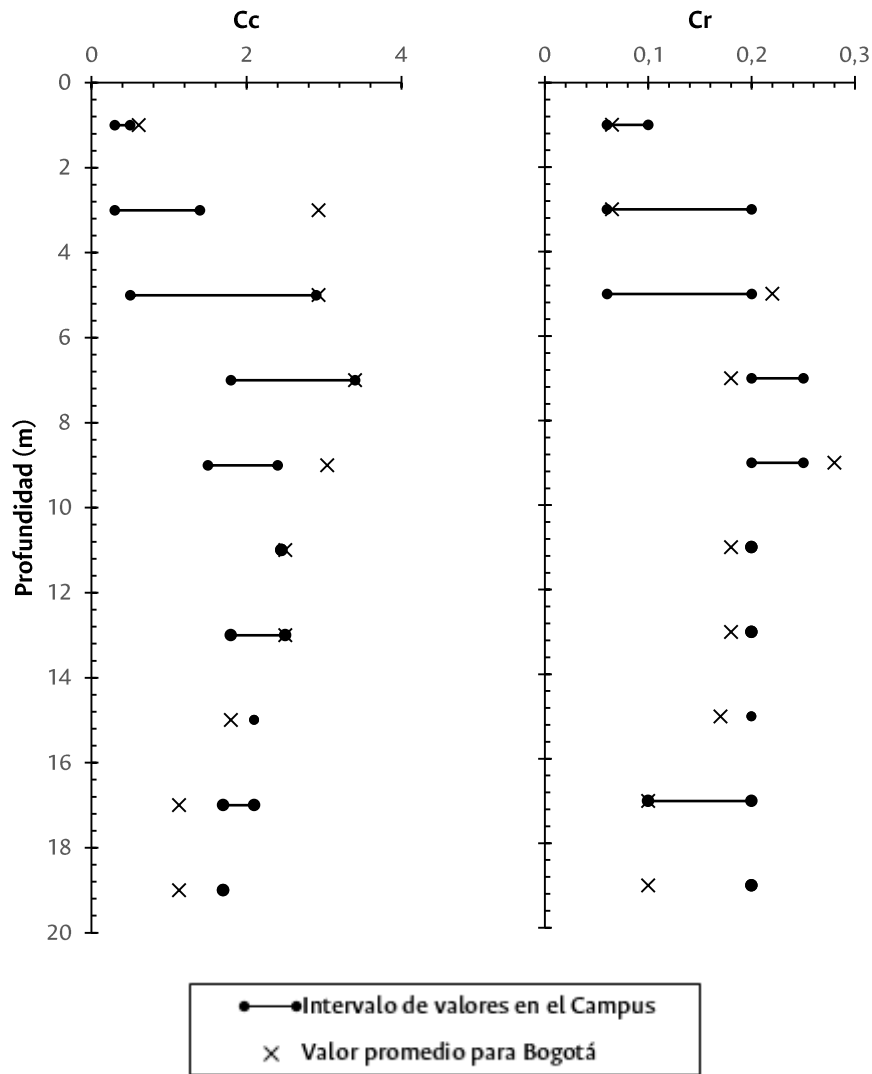


Figura 3-7: Variación de C_c y C_r en los primeros 20 m del perfil de acuerdo con la información presentada por Betancourt (1996) para el Campus Universitario, y por Moya y Rodríguez (1987) para la ciudad de Bogotá.



Ecuación 3-1: Variación del índice de compresión virgen con el límite líquido. (Caicedo et al., 2018).

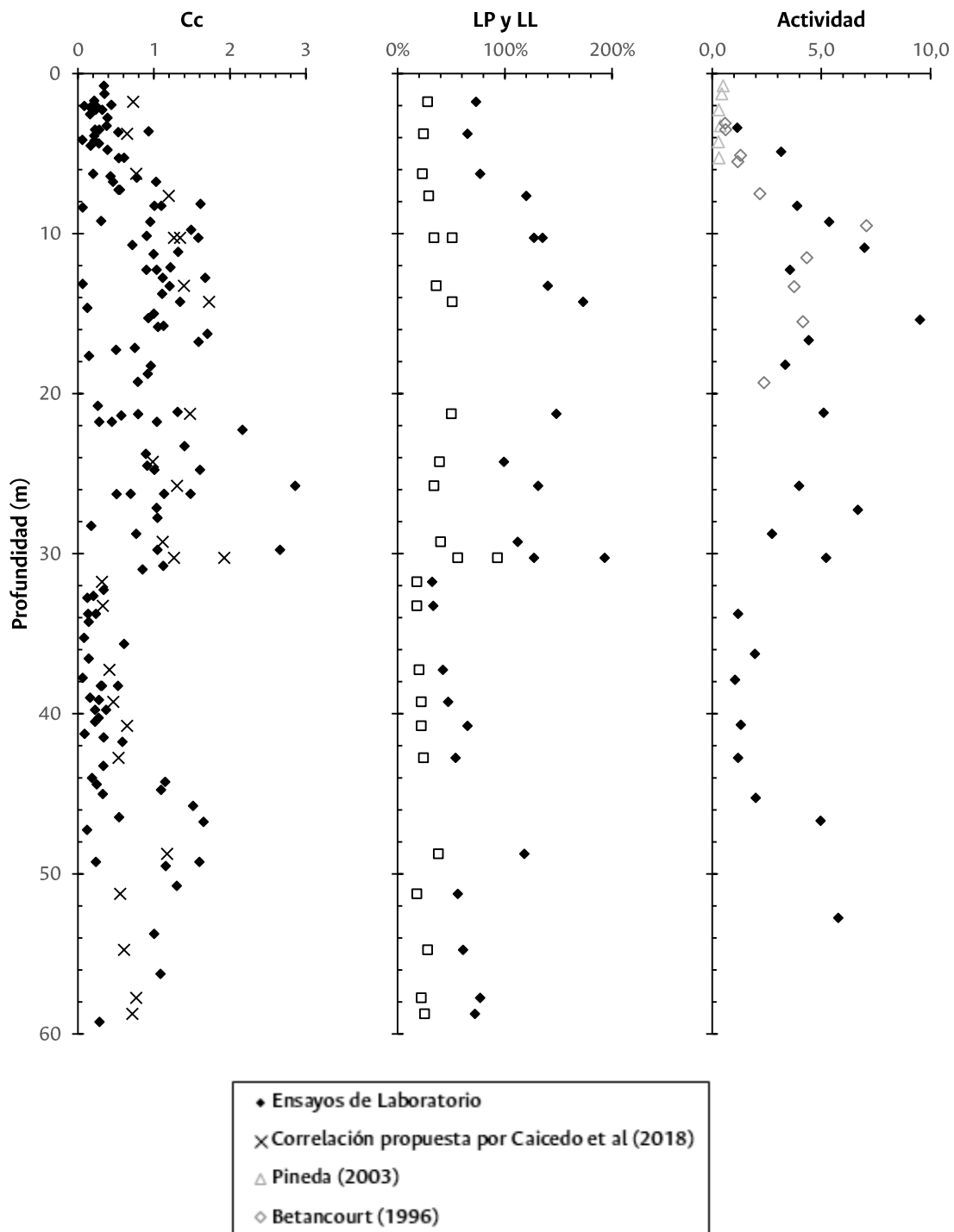
$$C_c = 0,01(LL - 0,58)$$

El comportamiento general de C_c y del LL no presenta información sobre las deformaciones por compresión secundaria. Estas deformaciones, que son de gran

importancia en las turbas, pueden ser analizadas en función de los esfuerzos actuantes y del contenido de materia orgánica presente en los materiales.

Distintas investigaciones han evaluado las propiedades intrínsecas de los primeros metros de las arcillas de Bogotá al interior del Campus Universitario. Betancourt (1996) reporta valores de C_c^* en un intervalo de 1,08 a 1,37 mientras que Pineda (2003) indica un valor de 0,42. Los valores encontrados en esta investigación se presentan en la sección 5.2. En la **Figura 3-8** se presenta la variación de la actividad de las arcillas encontradas en esta investigación hasta los 60 m de profundidad, junto con los valores reportados por Betancourt (1996) y por Pineda (2003). Los valores encontrados durante esta investigación tienen la misma tendencia de los datos presentados por Betancourt (1996) hasta 20 m de profundidad. Los valores presentados por Pineda (2003) se encuentran por debajo de la tendencia general, posiblemente por diferencias mineralógicas de dichas muestras.

Figura 3-8: Variación de C_c , del LP, del LL y de la actividad de las arcillas con la profundidad.

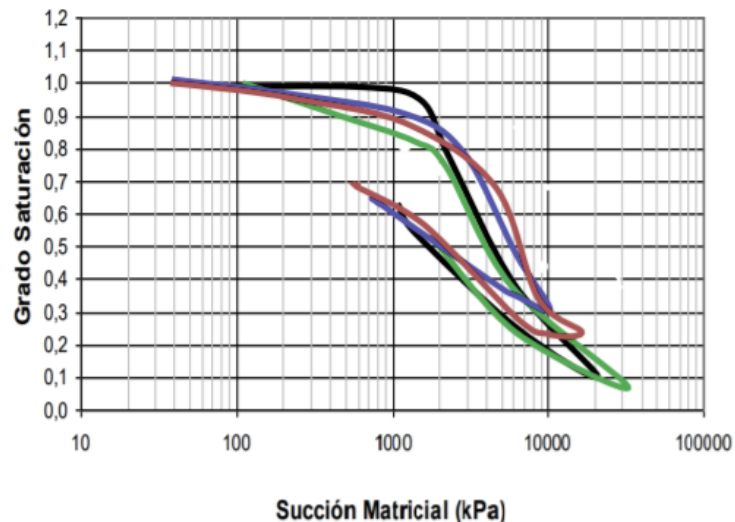


3.5 Cambios volumétricos por secado

El estudio de los cambios volumétricos por secado se realiza de manera conjunta con las curvas de retención de los materiales. Distintos autores han encontrado que los suelos de Bogotá en estado inalterado, cuentan con grados de saturación superior al 80 %, para succiones inferiores a 3000 kPa, presentando valores de entrada de aire entre a los 1000 kPa y los 4500 kPa (Ávila, 2004; Pineda & Colmenares, 2007; Rojas, 2013)

En la **Figura 3-9** se presentan curvas de retención para los procesos de secado y humedecimiento, en las que se observa la histéresis del proceso. Si bien en el proceso de secado, los materiales conservan un grado de saturación de aproximadamente 100 % hasta la succión correspondiente al VEA, durante el humedecimiento solo se alcanza un grado de saturación alrededor del 70 % para el mismo valor de succión, evidenciando la alteración de la estructura inicial de los materiales. Durante el humedecimiento, no se aprecia una influencia de la fábrica de los suelos, presentando en todos los casos las mismas curvas de retención.

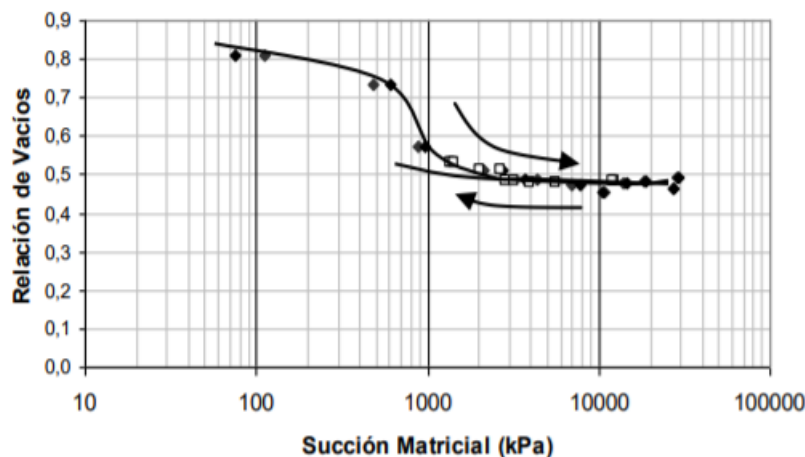
Figura 3-9: Curvas de retención típicas para una arcilla de Bogotá Pineda & Colmenares (2007).



Los mayores cambios volumétricos se presentan para valores de succión inferiores al VEA, encontrándose una disminución lineal de e con el aumento en la succión y

representando en todos los casos más del 70 % de las deformaciones totales durante el proceso de secado. A partir del VEA se presentan cambios volumétricos menores a los presentados en condición de saturación total. Contrario a lo encontrado en las curvas de retención, en las que es evidente la alteración de la fábrica de los materiales durante el proceso de secado, el proceso de humedecimiento no presenta histéresis al ser analizado en términos de la relación de vacíos. En la **Figura 3-10** se presentan los cambios volumétricos referidos a la relación de vacíos durante los procesos de secado y de humedecimiento de un mismo material. La parte inicial del humedecimiento coincide completamente con la curva de secado, mostrando que para altas succiones los tamaños de los poros no se ven afectados por la trayectoria hídrica que siga el material.

Figura 3-10: Curva de contracción de arcillas inalteradas (Pineda & Colmenares, 2007).



3.6 Resumen

Bogotá se encuentra ubicada sobre un depósito lacustre en el cual se han depositado sedimentos durante el último millón y medio de años, dando lugar a distintas formaciones geológicas. Los metros superficiales hacen parte de la formación Sabana, la cual tuvo una tasa de sedimentación promedio de 0,3 mm/año. Las variaciones climáticas durante su sedimentación, permitieron que se presentaran distintas facies en las que variaban la energía de depositación, el tipo de vegetación presente y la cantidad de materia orgánica acumulada, dando lugar a estratos con distintas propiedades físicas y químicas.

Las arcillas de Bogotá están compuestas principalmente por caolinita, seguida de esmectita, illita y clorita. Los primeros 80 m del perfil corresponden con materiales de altos contenidos de materia orgánica, altos límites de plasticidad y altos contenidos de agua. Lo anterior, se ve reflejado en la alta compresibilidad de los suelos, con valores de C_c en arcillas de hasta 1,7. En el perfil se presentan varios estratos de turba, los cuales tienen contenidos de agua cercanos a 300 %, contenidos de materia orgánica alrededor de 80 % y valores de C_c cercanos a 3.

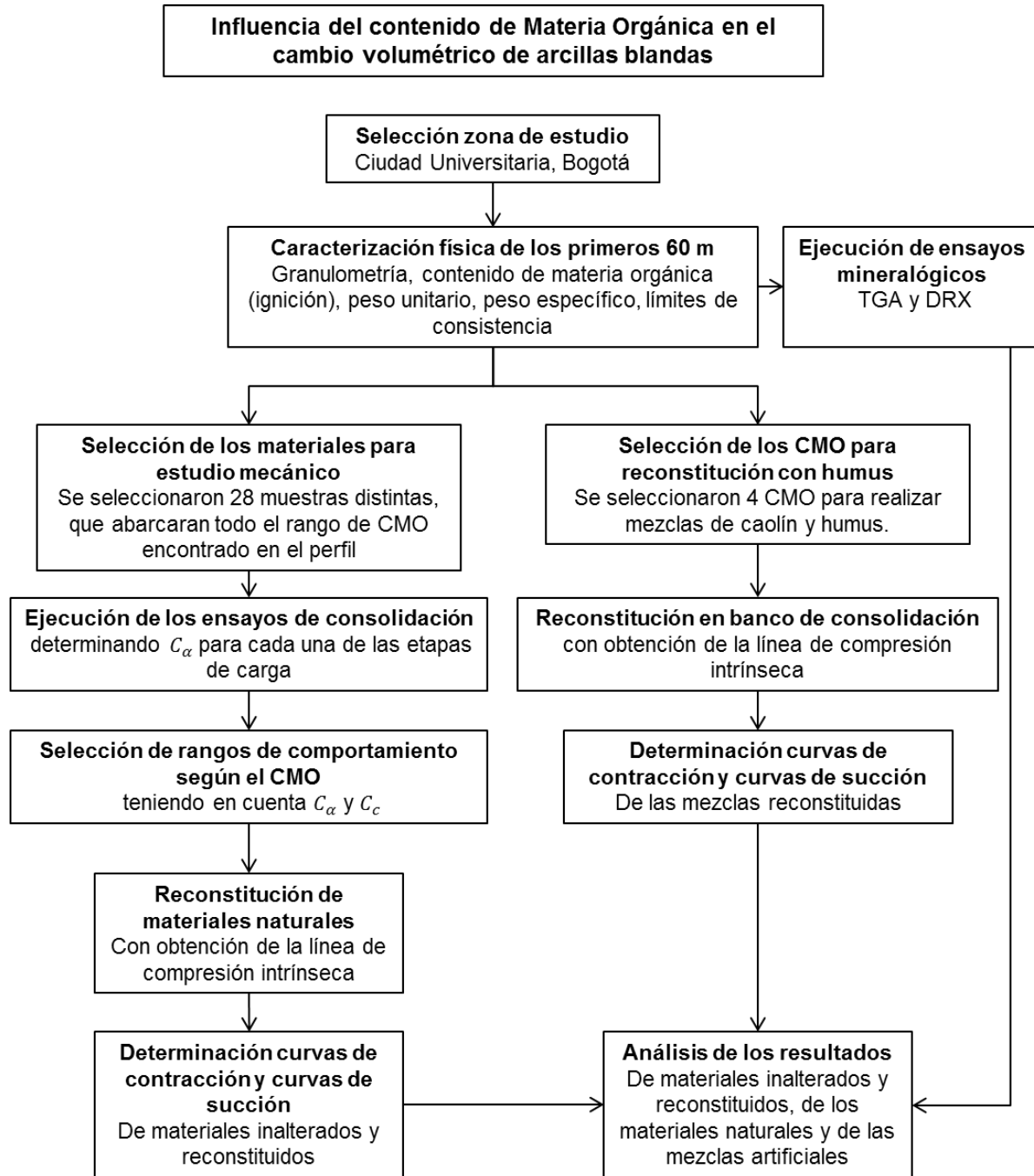
Los cambios volumétricos que se presentan en las arcillas de Bogotá, ocurren en condición de saturación total debido a que los valores de entrada de aire de materiales inalterados se encuentran alrededor de los 3000 kPa. Más del 70 % de las deformaciones se presentan cuando los suelos se encuentran saturados, haciendo válido el principio de esfuerzos efectivos y teniendo una gran similitud entre el proceso de secado y el proceso de consolidación.

4. Protocolo experimental

El estudio de la influencia del contenido de materia orgánica en los suelos de Bogotá implicó la evaluación de los materiales bajo condiciones de saturación total y de saturación parcial. Para los suelos saturados, se evaluó la compresibilidad mediante ensayos de consolidación unidimensional que permitieran obtener las curvas de consolidación y las curvas de compresibilidad, y analizar las deformaciones en el tiempo ante esfuerzos constantes. Estos ensayos fueron realizados con muestras naturales y con muestras reconstituidas, de forma que se pudiera evaluar la estructura presente en los materiales inalterados, y su relación con la compresibilidad de los materiales. Para estudiar los suelos en condición de saturación parcial, se realizaron curvas de retención y curvas de contracción en muestras inalteradas y en material reconstituido. En la **Figura 4-1** se presenta el diagrama de flujo del protocolo experimental llevado a cabo durante la investigación.

Previo a la ejecución de ensayos mecánicos, se realizó una caracterización de los primeros 60 m del perfil del subsuelo del Campus Universitario de la Universidad Nacional de Colombia, Sede Bogotá. Se determinaron contenidos de agua (en horno de secado a temperaturas de 55 y 105 °C), distribuciones de tamaños de partícula, límites de consistencia, pesos específicos, pesos unitarios y contenido de materia orgánica. En todos los materiales, se determinó el CMO mediante el ensayo de ignición. Para ello, se empleó una temperatura de 445 °C, teniendo en cuenta que a temperaturas mayores, distintos minerales presentan deshidratación y se ve afectado el valor calculado de MO (Hobbs, 1986; Torres et al., 2005).

Figura 4-1: Metodología del protocolo experimental.



4.1 Ensayos de consolidación unidimensional

Se analizaron 25 ensayos de consolidación en muestras inalteradas que tuvieran diferentes contenidos de materia orgánica con el fin de evaluar la estructura de los materiales mediante la comparación de las curvas de compresibilidad de los materiales reconstituidos e inalterados. La totalidad de las muestras analizadas fueron obtenidas de la ubicación presentada en la **Figura 3-2**. Los ensayos de consolidación unidimensional se realizaron mediante múltiples etapas de carga, llegando como mínimo a un esfuerzo efectivo vertical de 1000 kPa.

Durante los ensayos de consolidación, se registró el desplazamiento vertical de las muestras mediante un sistema automático de adquisición de datos. Cada etapa de carga, de los materiales ensayados, tuvo una duración de 12 horas, en el caso de los materiales con bajos CMO, y de 24 horas para el caso de materiales con altos CMO.

Los datos registrados durante los ensayos de consolidación unidimensional permitieron graficar las curvas de consolidación para cada una de las etapas de carga realizadas mediante el método de la raíz del tiempo y mediante el método del logaritmo del tiempo. El análisis de las curvas de consolidación se suele realizar según las propuestas de Taylor (1942) y de Casagrande y Fadum (1940). El método de Taylor es conocido comúnmente como el método de la raíz del tiempo, que permite identificar gráficamente el tiempo para el cual ocurre el 90 % de la consolidación primaria (t_{90}), correspondiente con la disipación del 90 % del exceso de presión de poros generado durante un proceso de carga. Este método únicamente hace uso de la información obtenida durante el proceso de consolidación primaria. Por su parte, el método de Casagrande y Fadum es conocido como el método del logaritmo del tiempo, que permite determinar gráficamente el tiempo para el cual ocurre el 100 % de la consolidación primaria (t_{100}), haciendo uso tanto de la evolución de la deformación durante la consolidación primaria, como de la deformación por compresión secundaria que se presenta en los suelos. La representación del método del logaritmo del tiempo tiene como forma característica de una “S” invertida.

Si se acepta como verdadera la hipótesis que la compresión secundaria se presenta de forma paralela con la consolidación primaria (Bell, 1992; Leroueil & Hight, 2003), se puede esperar que no se presenten tramos completamente rectos durante la etapa de consolidación primaria (Budhu, 2011), dificultando así su aplicación para la determinación tanto del t_{90} como del t_{100} . En general, se espera que esto ocurra en materiales con altos contenidos de materia orgánica, en los cuales se presentan grandes deformaciones por compresión secundaria.

Para determinar la influencia del contenido de materia orgánica en la forma de las curvas de consolidación, evitando involucrar en el análisis las alteraciones debido a remoldeo durante la extracción o la preparación de las muestras, se analizaron las curvas de consolidación para 8 etapas de carga de cuatro materiales reconstituidos con distintos CMO, los cuales se presentan en la sección 4.2

4.2 Reconstitución de materiales

Para el desarrollo de la investigación se realizó la reconstitución de distintos materiales siguiendo las recomendaciones presentadas por Burland (1990), quien indica que se debe generar un lodo entre 1 y 1,5 veces el límite líquido de los materiales a reconstituir. El lodo fabricado fue dejado homogeneizar durante un período mínimo de 10 días, de forma tal que la totalidad de las partículas minerales y orgánicas pudieran hidratarse por completo. Los lodos fueron reconstituidos en un edómetro convencional con sistema de adquisición automático de datos. Para cada lodo se realizaron entre 7 y 8 etapas de carga hasta alcanzar esfuerzos superiores a los 1000 kPa, seguidas de una serie de etapas de descarga. En algunos casos se contó con 8 etapas de recarga que llevaron los materiales a esfuerzos de mínimo 1000 kPa. Luego de retirado el material de los bancos de consolidación, se determinaron sus propiedades físicas básicas, permitiendo el retro-cálculo de la relación de vacíos para cada una de las etapas de carga y descarga.

En la reconstitución de materiales, durante las etapas de carga se permitió la disipación del 100 % del exceso de presión de poros generado por cada incremento de carga, para luego registrar las deformaciones debidas a la compresión secundaria. En cada uno de los ensayos se tuvieron etapas de carga de igual duración. Para los materiales con bajos

contenidos de materia orgánica, fueron suficientes etapas de carga de 12 horas de duración para determinar el índice de compresibilidad secundaria, mientras que para los materiales con altos contenidos de materia orgánica se requirieron etapas de carga de 24 horas de duración.

Se realizó la reconstitución de muestras a partir de materiales naturales y a partir de mezclas de caolín con materia orgánica artificial (humus). En la **Tabla 4-1** se presentan las propiedades físicas de los materiales naturales empleados para la reconstitución, los cuales fueron seleccionados teniendo en cuenta los distintos tipos de comportamiento observados en los resultados de las consolidaciones unidimensionales. En el caso del material reconstituido con el 86 % de CMO, únicamente se hizo uso de la parte amorfa del suelo, retirando manualmente los restos de tallos, raíces y troncos presentes en los estratos.

En la **Tabla 4-2** se presentan las principales propiedades físicas del caolín y de la materia orgánica artificial empleada para la fabricación de mezclas con contenidos conocidos de materia orgánica.

Tabla 4-1: Propiedades físicas de los materiales naturales reconstituidos.

Muestra	Profundidad (m)	w (%)	Gs	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LC (%)	CMO (%)
IEI 1-7A	9,00-10,50	133	2,215	185	85	101	29	11
IEI 1-16B	22,50-24,00	402	1,462	420			8	86
IEI 3-6A	7,50-9,00	90	2,696	160	59	101	15	9
IEI 3-12A	16,50-18,00	75	2,554	150	50	99	18	6

*Obtenidos de ensayos de Difracción de Rayos X, realizados en el laboratorio de suelos del IGAC.

Tabla 4-2: Propiedades de los materiales empleados para las mezclas artificiales

Muestra	Gs	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Arena (%)	Finos (%)
Caolín	2,710	41	21	20	4	96
Humus	1,568	630	455	175	43	57

4.3 Ensayos de contracción libre

Para estudiar las propiedades de los materiales frente a procesos de secado, se seleccionaron muestras empleadas para la caracterización mediante ensayos de

consolidación que presentaran diferentes tipos de comportamiento al analizar la compresión secundaria. En la **Tabla 4-1** se presentan las propiedades de las muestras que ensayadas en contracción libre, en estado inalterado y reconstituido. Dichas muestras se localizaron en un cuarto con temperatura ambiente entre 19,8 y 21,0 °C y una humedad relativa entre 49 y 53 %. Se permitió la contracción libre de las muestras seleccionadas, llevando un control periódico del volumen de cada una de las muestras mediante la medición directa y seguimiento del peso total y del contenido de agua.

De forma paralela, se realizaron mediciones de succión para distintos grados de saturación de las muestras, mediante el uso de la técnica de papel filtro, para las mezclas de caolín y humus (succión matricial), y mediante el uso del equipo WP4C para la medición en los materiales inalterados (succión total). De esta forma, se obtuvieron las curvas de retención para todos los materiales estudiados.

5.Resultados experimentales y análisis de resultados

El cálculo de los asentamientos generados por la construcción de obras civiles suele realizarse teniendo en cuenta los resultados de ensayos de consolidación unidimensional, en los cuales se determina fácilmente el índice de compresión virgen, el índice de recompresión y el esfuerzo de pre-consolidación. Si bien la importancia del cálculo de los asentamientos por compresión secundaria en suelos con altos CMO es conocida y aceptada en la práctica nacional, en general se suelen despreciar estos asentamientos para los materiales que no sean clasificados formalmente como turba.

Teniendo en cuenta los altos contenidos de materia orgánica presentes en los depósitos lacustres, como es el caso de la ciudad de Bogotá, se evaluaron los cambios volumétricos que se presentan ante trayectorias mecánicas a las que se someten los suelos en un proceso de carga, y ante trayectorias hídricas a las que se someten los suelos cuando se presentan procesos de secado.

En las siguientes secciones se presentan los resultados experimentales del comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo y la contracción de suelos con distintos contenidos de materia orgánica, para materiales inalterados y para materiales reconstituidos. Los resultados experimentales son analizados teniendo en cuenta la variación de las propiedades de compresibilidad y de secado de los suelos, en función de su contenido de materia orgánica.

5.1 Curvas de consolidación

Las curvas de consolidación fueron analizadas por el método de raíz del tiempo y por el método de logaritmo de tiempo, de forma tal que se lograra identificar metodología que

permitiera la mejor determinación del fin de la consolidación primaria. En la **Figura 5-1** se presentan las curvas de consolidación para el método de raíz del tiempo y para el método de logaritmo del tiempo para 8 etapas de carga del material con el 86 % de CMO. Se puede apreciar que, aún para este alto CMO, el método de raíz del tiempo presenta un tramo inicial recto relacionado con la consolidación primaria y la compresión secundaria, seguido de un cambio de curvatura y una tendencia final recta asociada con la compresión secundaria. Por el contrario, el método de logaritmo del tiempo no presenta la forma típica en “S” de una curva de consolidación en suelos minerales.

En la **Figura 5-2** se presenta de forma esquemática las metodologías mencionadas en la sección 4.1 para la determinación gráfica del 90 y del 100 % de la consolidación primaria para la etapa de carga correspondiente a un esfuerzo de 1094 kPa para el material reconstituido con el 86 % de CMO. Si bien el método de Taylor permite obtener gráficamente el t_{90} , el método de Casagrande no es de fácil aplicación en este tipo de materiales, debido al poco cambio en las pendientes que se presentan entre el proceso de consolidación primaria y el proceso de compresión secundaria. Estos resultados concuerdan con lo expresado por Al-Shamrani (2005) quien indica que, dadas las limitaciones de las metodologías gráficas, es necesario contar con medición de la presión de poros durante los ensayos de consolidación unidimensional.

De forma paralela, se analizaron las curvas de consolidación para los distintos materiales ensayados con contenidos de materia orgánica CMO de 6, 11 y 86 %, establecidas para esfuerzos verticales similares, de forma tal que se tuviera información por cada material para un mismo incremento de carga. En la **Figura 5-3** se presentan las curvas de consolidación para los materiales reconstituidos. A modo de referencia, se incluyó en el análisis las propiedades del caolín, dado que la composición mineralógica de las arcillas naturales ensayadas determinó que estos materiales están compuestos en más del 50 % por caolinita.

Figura 5-1: Curvas de consolidación de material reconstituido con 86 % de CMO.

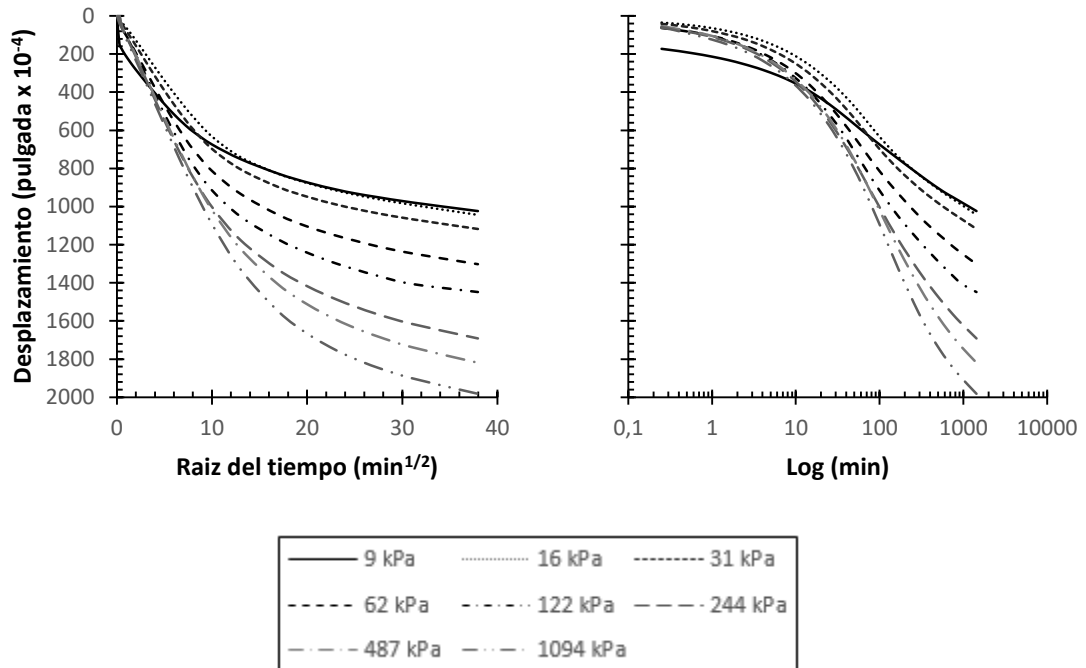


Figura 5-2: Curvas de consolidación de material reconstituido con 86 % de CMO, para un esfuerzo vertical efectivo de 1094 kPa.

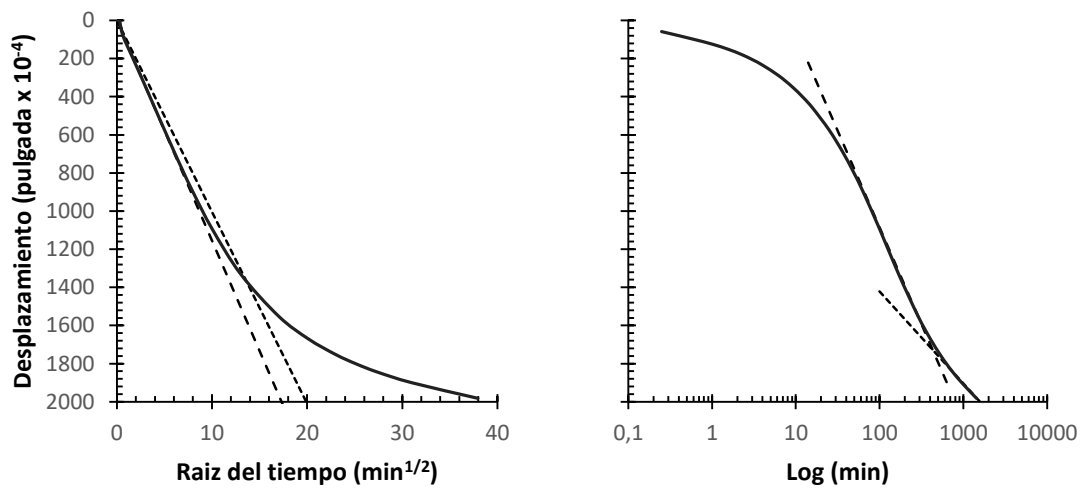
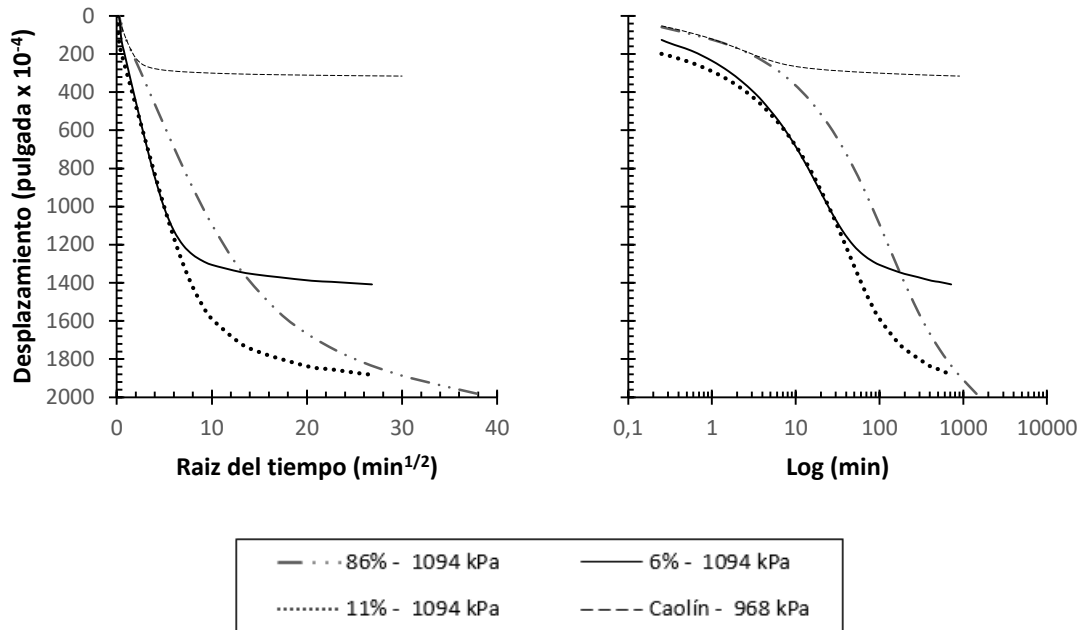


Figura 5-3: Curvas de consolidación para un esfuerzo cercano a 1000 kPa, para materiales reconstituidos con diferentes contenidos de materia orgánica.



El desplazamiento máximo alcanzado por los materiales ensayados, presentó un aumento con el CMO. En especial, se tiene una gran diferencia entre los desplazamientos alcanzados por el material con 6 % de CMO y el caolín, siendo más de 4 veces el desplazamiento registrado por el material con materia orgánica respecto al material sin materia orgánica. Si bien para los materiales con 6, 11 y 86 % de CMO el desplazamiento máximo alcanzado es proporcional al CMO, esta relación no es lineal.

Excepto para el material con 86 % de CMO la forma de las curvas de consolidación es similar en su tramo inicial, mostrando una similitud en el proceso de consolidación primaria. Sin embargo, el tramo correspondiente a la compresión secundaria en cada una de las curvas presenta diferencias entre los diferentes materiales; a mayores CMO la pendiente aumenta, dificultando el análisis mediante el método del logaritmo del tiempo.

Por su parte, las curvas de consolidación para el material con 86 % de CMO presentan un comportamiento que dista de lo encontrado para los otros materiales. Al analizarlas con el método de la raíz del tiempo, estas curvas presentan valores de pendientes iniciales cercanos a la mitad de los valores obtenidos en los materiales con menores

CMO, indicando una menor conductividad hidráulica y mayores tiempos requeridos para alcanzar la consolidación primaria.

Se realizó la comparación de las propiedades intrínsecas de los materiales con las propiedades inalteradas, logrando identificar la influencia de la estructura de los materiales en las curvas de consolidación. De la **Figura 5-4** a la **Figura 5-8** se presenta la comparación de las curvas de consolidación obtenidas para materiales inalterados y la curva correspondiente para material reconstituido con el 6, 11 y 86 % de CMO.

La parte a) de la **Figura 5-4** presenta las curvas de consolidación para el material reconstituido (es decir sin estructura) con el 6 % de CMO y la figura b) presenta las curvas de consolidación del mismo material natural (es decir inalterado). Las deformaciones alcanzadas en cada etapa de carga del material inalterado, son mucho mayores a las deformaciones que presenta el material reconstituido, requiriendo de esfuerzos efectivos de aproximadamente 63 % mayores para alcanzar el mismo nivel de deformación.

Adicionalmente, se encontró que las curvas de consolidación reflejan el intervalo en el que se encuentra el esfuerzo de pre-consolidación, mediante un aumento de las deformaciones máximas alcanzadas en de las etapas de carga realizadas. Esto se identifica en la diferencia entre la curva de consolidación para un esfuerzo de 101 kPa y de 200 kPa en la **Figura 5-4**. En la **Figura 5-5** se presenta la obtención de σ'_p para el material ensayado, determinado mediante el método de Casagrande y el método de Janbu (presentados en la sección 1.1.1). Similar a lo encontrado por Nash et al (1992) el valor de σ'_p encontrado por el método de Janbu (230 kPa) es superior al valor encontrado por el método de Casagrande (130 kPa), siendo este último un valor más consistente con el aumento en los desplazamientos máximos registrados durante las etapas de carga presentados en la **Figura 5-4**.

La parte a) de la **Figura 5-6** presenta las curvas de consolidación para el material reconstituido, con el 11 % de CMO y la parte b) presenta las curvas de consolidación del mismo material en estado inalterado. Las deformaciones alcanzadas en cada etapa de carga del material inalterado, son inferiores a las deformaciones que presenta el material

reconstituido, registrando deformaciones entre el 14 y el 44 % para valores de σ'_v similares.

En la **Figura 5-7** se presenta la obtención de σ'_p para el material ensayado, con el 11 % de CMO. Se utilizó el método de Casagrande y el método de Janbu, encontrando valores cercanos a los 60 kPa en ambos casos. Contrario a lo encontrado para el material con 6 % de CMO, no se presenta una gran variación en las deformaciones registradas en las curvas de consolidación de la **Figura 5-6 b)** para los esfuerzos verticales menores y mayores a σ'_p . Se presenta un aumento gradual de las deformaciones máximas a medida que aumentan los esfuerzos actuantes, sin obtener un aumento representativo en la deformación máxima alcanzada para esfuerzos superiores a σ'_p .

Figura 5-4: Curvas de consolidación para un material con el 6 % de CMO. a) material reconstituido, b) material inalterado

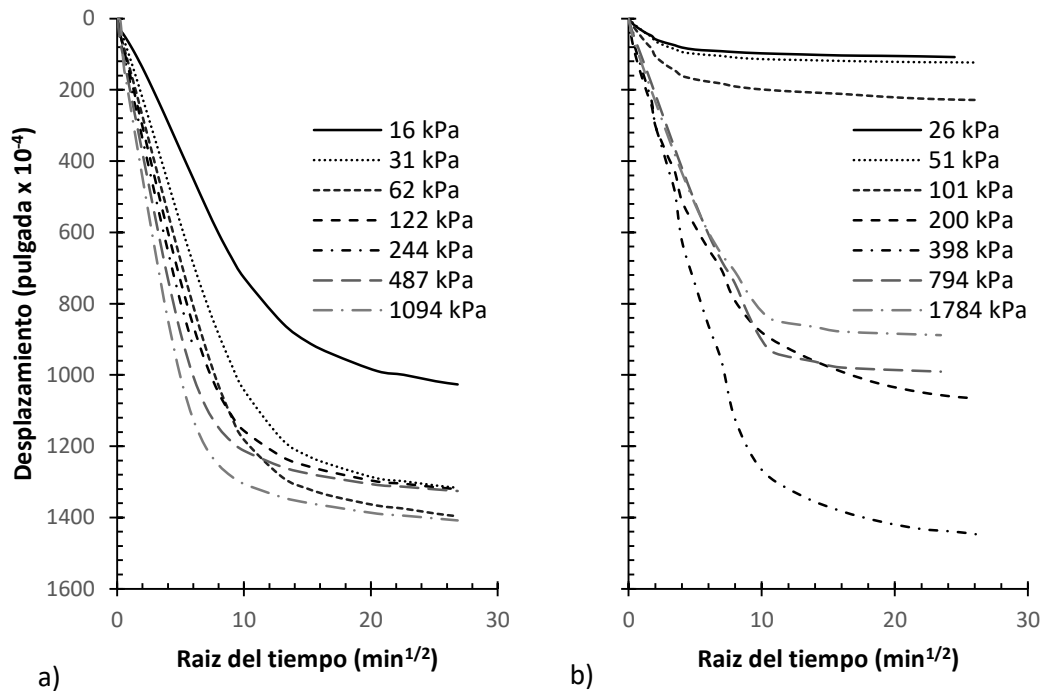


Figura 5-5: Determinación del esfuerzo de pre-consolidación, por el método de Janbu y por el Método de Casagrande, para el material con el 6 % de CMO

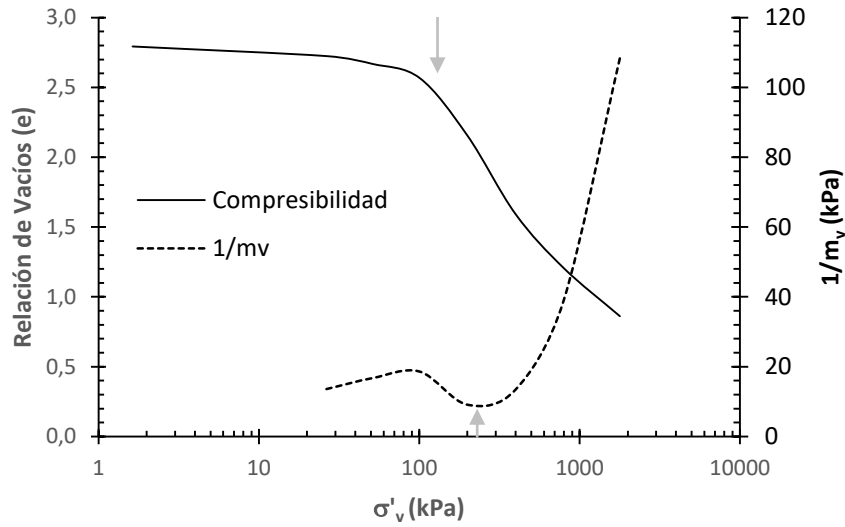


Figura 5-6: Curvas de consolidación para un material con el 11 % de CMO. a) material reconstituido, b) material inalterado

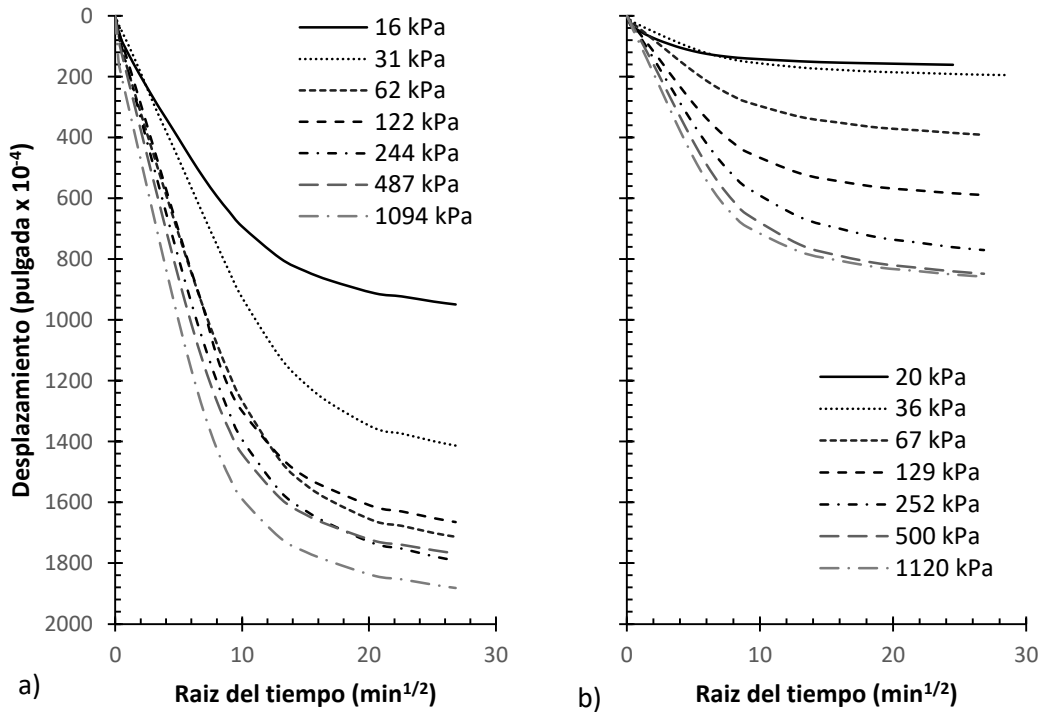
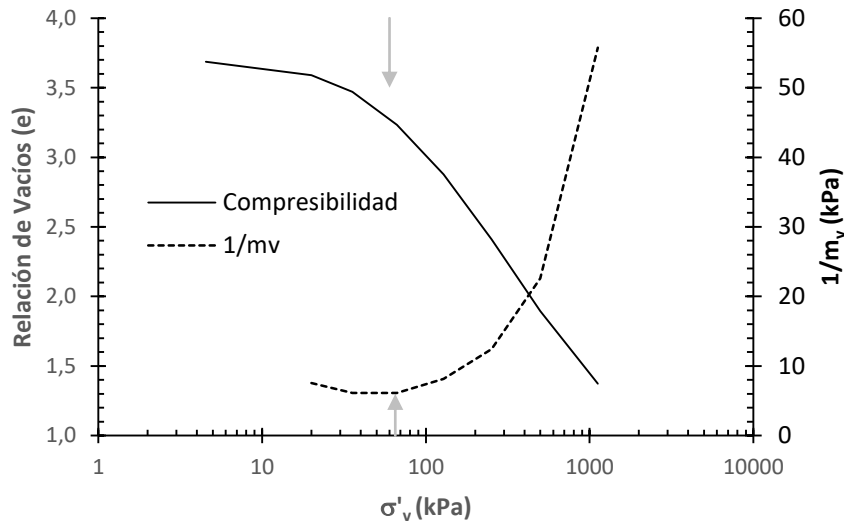


Figura 5-7: Determinación de σ'_p por el método de Janbu y por el Método de Casagrande para el material con el 11 % de CMO.



Para los materiales con muy altos contenidos de materia orgánica (86 %), en la parte a) de la **Figura 5-8** se presentan las curvas de consolidación para el material reconstituido, y en la parte b) se presentan las curvas para el material inalterado. Al igual que con el material con el 11 % de CMO, no se identifica un cambio claro en las curvas de consolidación entre las cargas menores y mayores a σ'_p . El esfuerzo de pre-consolidación fue obtenido mediante los métodos de Janbu y Casagrande como se presenta en la **Figura 5-9**. Si bien las deformaciones alcanzadas por el material inalterado son cerca del 54 % de las deformaciones registradas por el material reconstituido, las pendientes del tramo correspondiente al proceso de consolidación primaria son muy similares para las dos condiciones del material, indicando conductividades hidráulicas similares para los dos casos.

Para los materiales estudiados, el método de Janbu y el método de Casagrande determinan valores similares de σ'_p sin importar el contenido de materia orgánica. Sin embargo, a medida que aumenta el CMO, las curvas de consolidación no muestran una diferencia significativa en el comportamiento a esfuerzos menores y mayores a σ'_p .

Figura 5-8: Curvas de consolidación para un material con el 86 % de CMO. a) material reconstituido, b) material inalterado

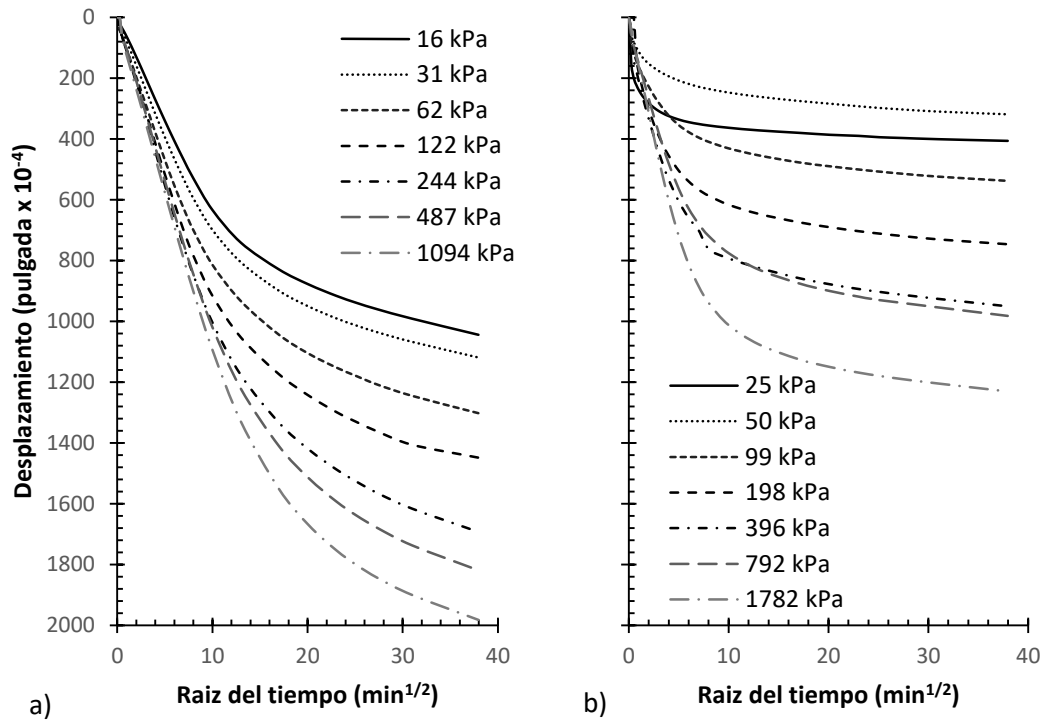
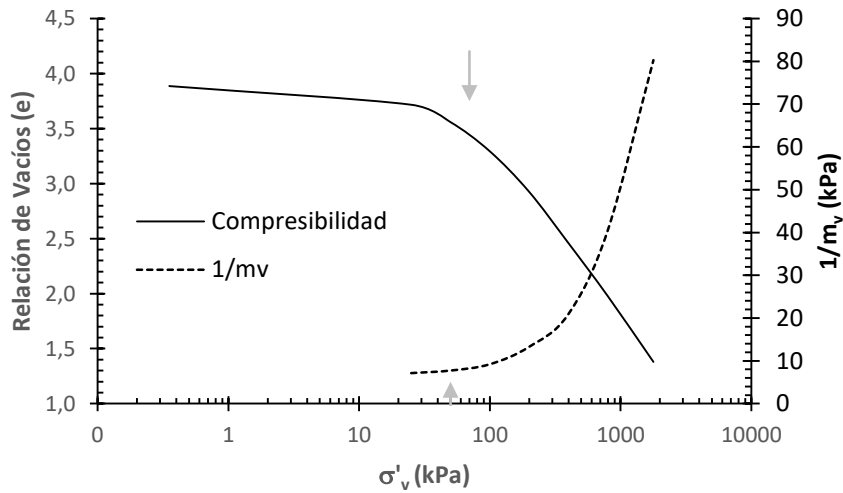


Figura 5-9: Determinación de σ'_v por el método de Janbu y por el Método de Casagrande para el material con el 86 % de CMO.



5.2 Curvas de compresibilidad intrínsecas

Para el estudio de las propiedades intrínsecas de compresibilidad, se realizaron consolidaciones unidimensionales en materiales reconstituidos a partir de muestras naturales, y a partir de mezclas de caolín y materia orgánica artificial (humus) a distintos contenidos de materia orgánica. Las propiedades de los materiales reconstituidos se presentan en la **Tabla 4-1** y las propiedades del material empleado para las mezclas artificiales se presenta en la **Tabla 4-2**

En la **Figura 5-10** se presentan las curvas de compresibilidad de 6 materiales reconstituidos: 3 mezclas de caolín con 0, 50 y 75 % de humus, y de las muestras IEI 3-12A, IEI 1-7A e IEI 16B con 6 %, 11 % y 86 % de CMO respectivamente. Las mezclas de caolín y humus se realizaron con el objetivo de estimar las propiedades de los materiales con altos contenidos de materia orgánica que, debido a su corta edad, presentan niveles de descomposición bajos, identificados por la presencia de raíces, tallos y hojas en su interior. Las curvas presentadas con marcadores corresponden con las mezclas de caolín con humus, mientras que las curvas sin marcadores corresponden con los materiales reconstituidos a partir de muestras naturales.

A medida que aumenta el CMO de las muestras naturales, las curvas de compresibilidad se desplazan hacia la parte superior, indicando un mayor volumen de vacíos para un mismo nivel de esfuerzos. Sin embargo, las curvas de compresibilidad de los materiales que corresponden con mezclas de humus no se ubican en los intervalos que corresponderían a un material del 50 y del 75 % de CMO natural. Estas curvas presentan mayores relaciones de vacíos, dado que al interior de las fibras de la materia orgánica artificial también se encuentran vacíos que no se ven afectados por el material circundante.

Para cada una de las curvas de compresibilidad se determinó el índice de compresión virgen intrínseco de los materiales C_c^* propuesto por Burland (1990) y calculado según la **Ecuación 5-1**.

Ecuación 5-1: Índice de compresión virgen intrínseco

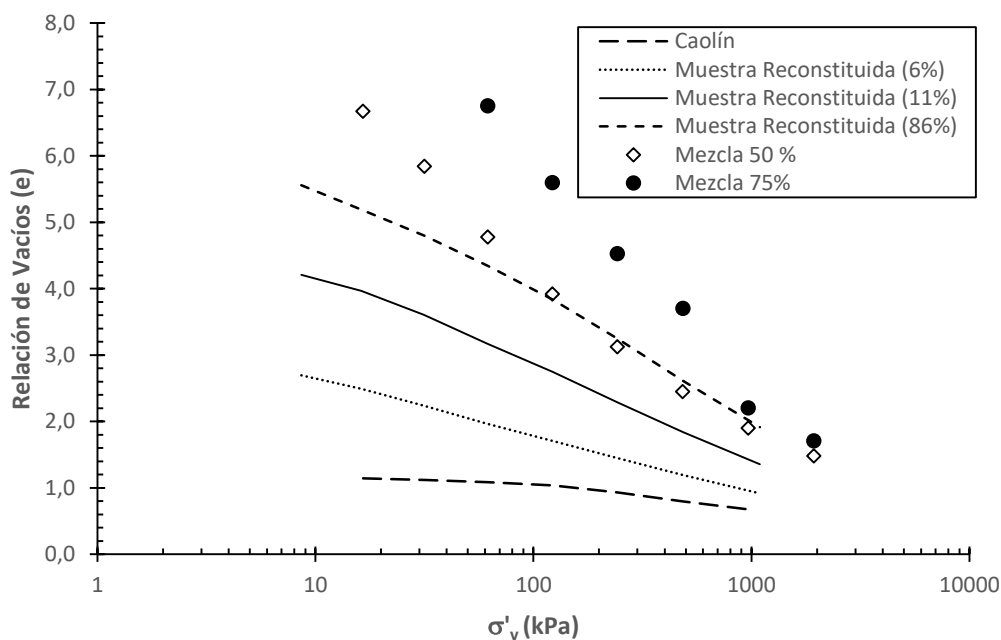
$$C_c^* = e_{1000}^* - e_{100}^*$$

Donde: - e_{1000}^* es la relación de vacíos del material reconstituido a un esfuerzo vertical de 1000 kPa.

- e_{100}^* es la relación de vacíos del material reconstituido a un esfuerzo vertical de 100 kPa.

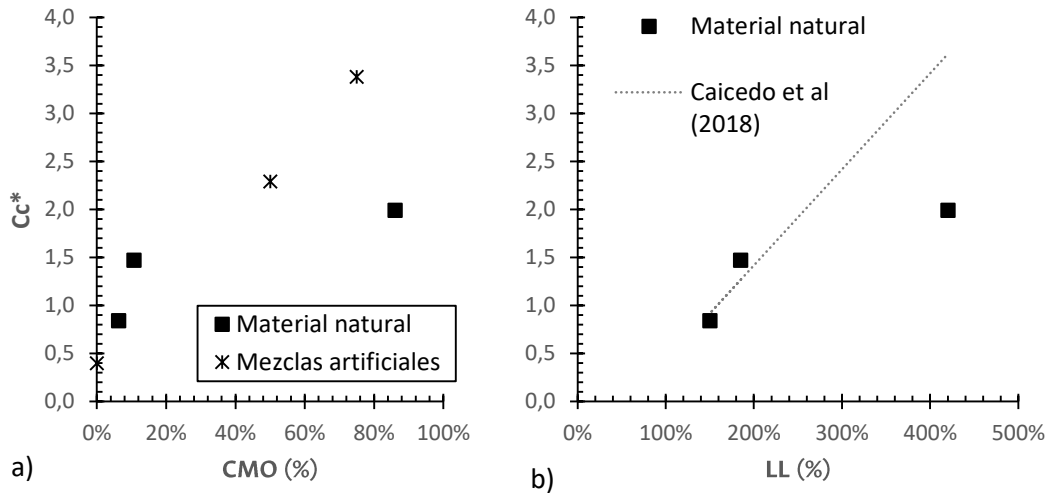
En la **Figura 5-11**, parte a), se presentan los valores calculados para C_c^* respecto al CMO de los materiales, diferenciando entre los valores encontrados con materiales naturales y con mezclas de humus. Los índices obtenidos para las mezclas artificiales presentan una aparente tendencia que no se encuentra enmarcada en los valores hallados para los materiales naturales. El mayor C_c^* corresponde a la mezcla con el 75 % de CMO, con un valor 1,8 veces mayor a aquel del material natural con el 86 % de CMO.

En la parte b) de la **Figura 5-11** se presenta la variación del C_c^* con el límite líquido obtenido en laboratorio para las muestras naturales y los valores de C_c^* obtenidos de la **Ecuación 3-1**, propuesta de Caicedo et al (2018) para las arcillas de Bogotá. No fue posible determinar los límites de consistencia para las mezclas de humus, debido a que los tamaños de las raíces presentes impidieron obtener resultados confiables del ensayo.

Figura 5-10: Curvas de compresibilidad para materiales reconstituidos.

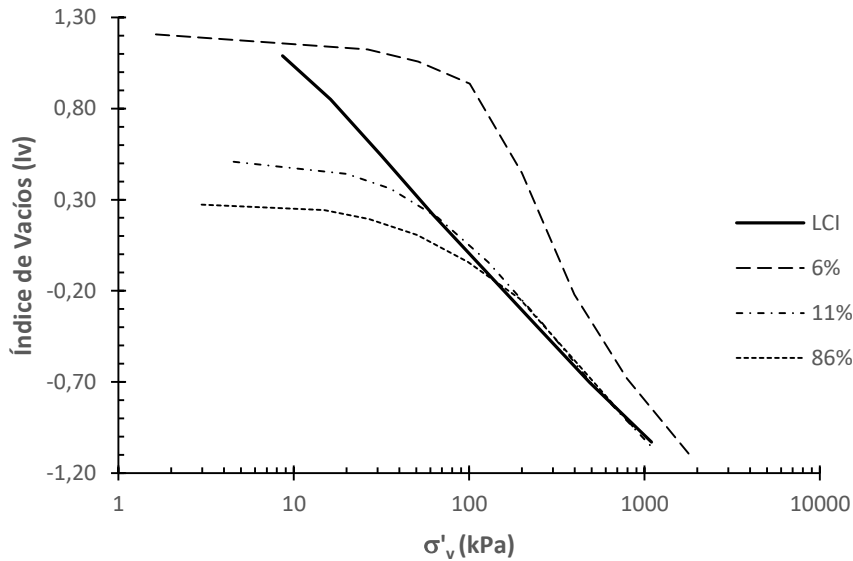
La **Figura 5-11 b)** presenta una relación proporcional entre el valor del LL y el valor de C_c^* . Sin embargo, los resultados de esta investigación muestran que dicha relación no tiene un carácter lineal para todos los valores de LL de los suelos de Bogotá. Debido a los altos valores del LL de los materiales estudiados, no es posible usar las correlaciones propuestas por Burland (1990) para la obtención de C_c^* y de e_{100}^* . Los valores de C_c^* encontrados son superiores a aquellos reportados para distintas arcillas, dentro de las que se destacan la arcilla de Londres y la arcilla de Boston (presentados en la **Tabla 2-3**), evidenciando la importancia del estudio de estos materiales con altos CMO.

Figura 5-11: Índice de compresión virgen intrínseco para diferentes materiales.



Las curvas de compresión de los materiales reconstituidos, se denominan Línea de Compresión Intrínseca LCI (o ICL del inglés Intrinsic Compression Line) si se encuentran representadas en términos del índice de vacíos (**Ecuación 1-6**), o Curva de Compresión Intrínseca CCI (o ICC del inglés Intrinsic Compression Curve) si se encuentran representadas en términos de la relación de vacíos. Estas diferentes representaciones permiten evaluar el nivel de estructura presente en un material inalterado, como aquellos estados de esfuerzos a la derecha de la LCI o de la CCI que sin la presencia de la estructura serían estados imposibles (Budhu, 2011).

En la **Figura 5-12** se presenta la LCI junto con las curvas de compresibilidad para los materiales naturales inalterados, con distintos CMO. Los resultados muestran que los materiales ensayados presentan algún grado de estructura, asociada en parte al proceso de compresión secundaria que se ha presentado en la historia geológica de los materiales. Sin embargo, los materiales con mayores contenidos de materia orgánica ensayados fueron los que presentaron un menor nivel de estructura. De manera similar, los materiales con menores contenidos de materia orgánica, fueron los que registraron mayores niveles de estructura, aun cuando son los materiales que presentan menores deformaciones a esfuerzo constante.

Figura 5-12: Evaluación del nivel de estructura para materiales naturales con diferente

CMO.

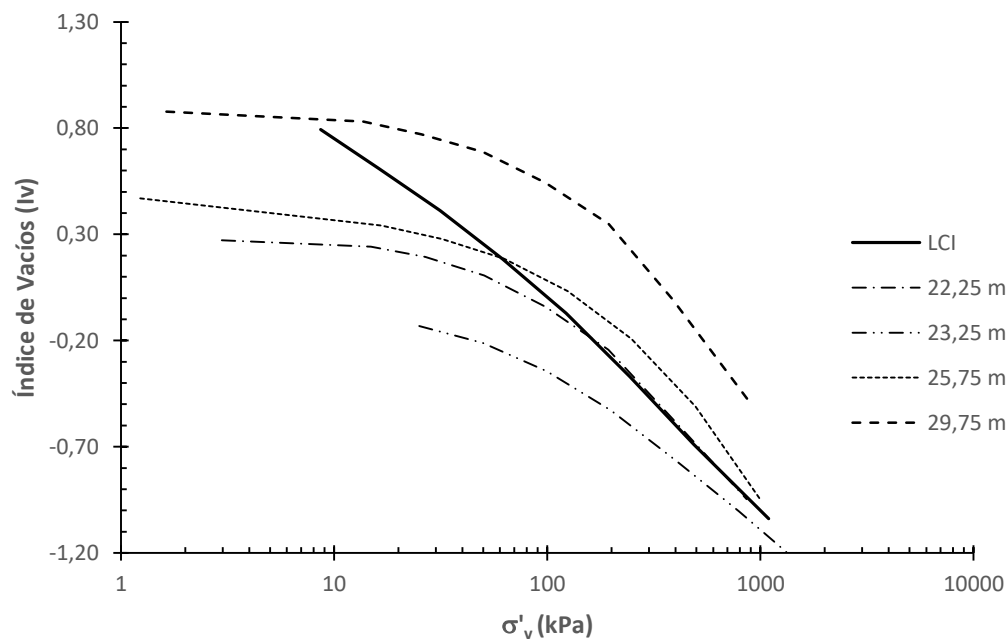
Los altos niveles de estructuración, en materiales con bajos contenidos de materia orgánica, pueden estar relacionados con el proceso de humificación que se presenta en los materiales orgánicos desde su sedimentación. El proceso de humificación descrito en el capítulo 2 (Bell, 1992; Hobbs, 1986; Kennedy & Price, 2005), implica necesariamente la generación de espacios vacíos que eran ocupados por las partículas orgánicas previo a su descomposición. Si el proceso de humificación, con su consecuente generación de vacíos, se presenta sin un aumento significativo de sedimentos en la parte superior del depósito que incremente el estado de esfuerzo de los materiales, la reducción de vacíos únicamente se presentará bajo esfuerzo constante (por compresión secundaria), dejando un volumen de poros en la muestra que tendrán en su interior una mezcla de gas y agua debido al proceso de descomposición.

Si bien lo anteriormente descrito presenta un marco de referencia para el aumento del nivel de estructura con la reducción del CMO tal como se puede ver en la **Figura 5-12**, no se debe asumir como la única variable en la generación de estructura, donde se ven involucradas las tasas de sedimentación diferenciales del depósito, las posibles variaciones mineralógicas de los materiales y las propiedades químicas de los fluidos de poros.

Adicionalmente, se realizó un análisis de materiales identificados como turbas a diferentes profundidades (entre 20 y 30 m). En la **Figura 5-13** se presenta la LCI obtenida experimentalmente, junto con las curvas de compresibilidad de las turbas. Debido a la dificultad de realizar mezclas homogéneas en presencia de remanentes de troncos y raíces, la LCI fue obtenida con la fracción amorfa de los materiales dejando de lado las fibras presentes en la muestra. Por su parte, las curvas de compresibilidad inalteradas fueron obtenidas con las muestras recuperadas en campo, sin eliminar la presencia de ningún tipo de fibra. Lo anterior, permite analizar la influencia generada por la fracción fibrosa de las turbas en la generación de una estructura aparente.

La **Figura 5-13** presenta un aumento aparente en el nivel de estructura de las turbas con el aumento de la profundidad. Los bajos pesos unitarios de los materiales y la poca diferencia en profundidad de las muestras ensayadas, generan bajos incrementos de esfuerzos efectivos con la profundidad, por lo que se puede asumir que se trata de esfuerzos verticales efectivos in-situ similares para todas las muestras. El CMO en las 4 muestras de turba presentadas varía entre el 74 y el 86 %, presentando cada material variaciones en los valores cercanos al 7 % debido a la alta variabilidad espacial y temporal de este tipo de materiales (Hobbs, 1986).

Figura 5-13: Evaluación de la estructura para turbas a diferentes profundidades.

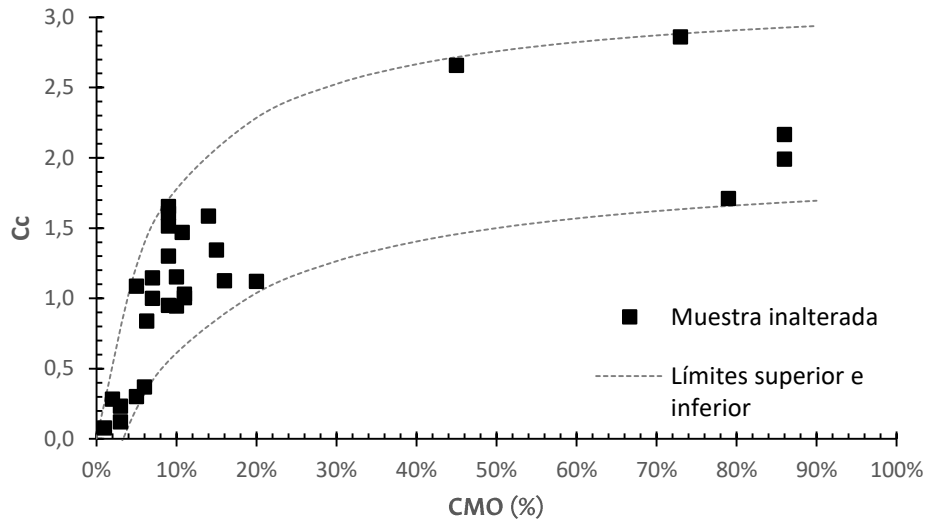


Para esfuerzos cercanos a 1000 kPa, la pendiente de la curva de compresibilidad de los materiales inalterados y de los materiales reconstituidos es prácticamente la misma debido al proceso de desestructuración de los suelos, por lo que se puede tomar la pendiente C_c como el valor de C_c^* . En la **Figura 5-14** se presenta el valor del índice de compresión virgen para diferentes muestras inalteradas a las cuales se les determinó el CMO.

Al analizar la variación de C_c respecto al CMO en escala aritmética, se tiene un límite superior y un límite inferior de los posibles valores obtenidos. Para el límite superior y para el límite inferior de los valores de C_c se ajustó un modelo hiperbólico del cual se deben resaltar diferentes aspectos:

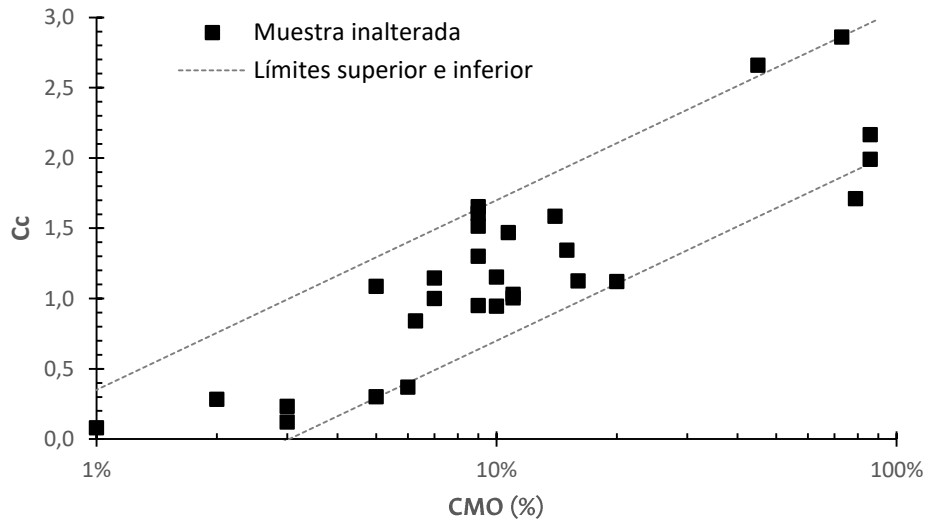
- Para CMO cercanos al 5 %, se tienen valores de C_c entre 0,21 y 1,23, mientras que para CMO de 40 % se tienen valores de C_c entre 1,4 y 2,6, aumentando el rango de posibles valores de C_c conforme aumenta el CMO. A partir del 40 % de CMO el rango de variación de C_c se mantiene constante con el CMO.
- Para CMO inferiores al 20 %, se tiene una relación lineal entre el CMO y C_c , con un aumento en la dispersión de los datos a medida que aumenta el CMO.
- Para CMO superiores al 40 % no se aprecia una relación directa entre el CMO y C_c . La dispersión de los datos, está asociada a la heterogeneidad de los materiales con altos CMO, los cuales incluyen una fracción fibrosa y una fracción amorfa, que, dependiendo de sus características y su estado de descomposición presentará comportamientos mecánicos diferentes.

Figura 5-14: Variación del índice de compresión virgen para materiales inalterados con diferentes CMO en escala aritmética.



En la **Figura 5-15** se presenta la variación de C_c con el CMO en escala semilogarítmica. Si bien esta representación, permite identificar una dependencia lineal de C_c para valores de CMO en un intervalo entre 1 y 86 %, no refleja el aumento en la dispersión de los datos que se presenta en los suelos con altos CMO debido a la heterogeneidad de estos materiales

Figura 5-15: Variación del índice de compresión virgen para materiales inalterados con diferentes CMO en escala semilogarítmica.

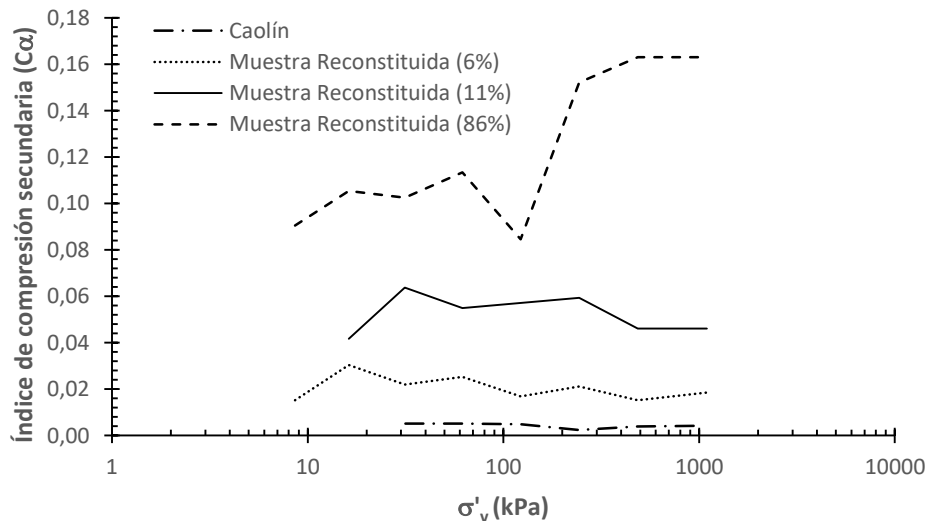


5.3 Índice de compresión secundaria

Para las etapas de carga del proceso de reconstitución de las muestras presentadas en la sección 5.2 se permitió la disipación del exceso de presión de poros generado por los incrementos de carga y la compresión secundaria de los materiales. Para cada incremento de carga, se determinó el índice de compresión secundaria de acuerdo con la **Ecuación 1-2**. En la **Figura 5-16** se presenta la variación de C_α para las muestras reconstituidas de materiales naturales con distintos CMO y para el caolín. En El Anexo B se presentan los resultados de los ensayos de consolidación unidimensional realizados.

Los valores de C_α para un mismo esfuerzo efectivo, aumentan a medida que se incrementa el CMO, teniendo valores mínimos de 0,0024 para el caolín y valores máximos de 0,1631 para el material con 86 % de CMO. Para el caolín, el material con 6 % y el material con 11 % de CMO, los valores de C_α tienden a ser constantes para todas las etapas de carga, siendo independientes del estado de esfuerzos para el cual se evalúa. Sin embargo, para los materiales con muy altos contenidos de materia orgánica, se encontró que existe una tendencia al aumento del valor de C_α con el incremento en los esfuerzos aplicados, hasta alcanzar los valores máximos (de equilibrio) luego de los 500 kPa de esfuerzo vertical efectivo.

Figura 5-16: Índice de compresión secundaria para muestras reconstituidas.



Teniendo en cuenta las tendencias generales de C_α así como sus valores para los materiales reconstituidos, se calcularon los índices de compresión secundaria para materiales inalterados con diferentes CMO, y se agruparon según el comportamiento presentado. Se determinaron 4 grupos de comportamiento diferente:

- Materiales con bajos CMO, que presentan valores inferiores al 6 % de CMO. Estos materiales son equivalentes a los empleados en distintas investigaciones de comportamiento del suelo (Burland, 1990; Hight et al., 1992; Skempton & Petley, 1970).
- Materiales con contenidos intermedio de materia orgánica, que presentan valores entre 6 y 10 % de CMO.
- Materiales con altos CMO, con valores entre 10 y 16 % de CMO.
- Materiales con muy altos CMO, con valores superiores al 20 % de CMO. Estos materiales, en general son clasificados como turbas.

De la **Figura 5-17** a la **Figura 5-20** se presenta la variación de C_α obtenidos para los diferentes grupos de materiales presentados. En la **Figura 5-17** se presentan la variación de C_α para materiales con bajos contenidos de materia orgánica, junto con los valores obtenidos para el caolín. Se puede ver que los suelos ensayados, en general presentan un comportamiento independiente de C_α respecto al nivel de esfuerzos aplicados. El material con el 2 % de CMO presenta un dato atípico para un σ'_v de 630 kPa, pero luego presenta valores dentro del intervalo de variación de los materiales con bajos CMO. Los valores de C_α calculados no presentan ninguna relación aparente con σ'_v o con σ'_p .

En la **Figura 5-18** se presenta la variación de C_α para materiales con contenidos intermedios de materia orgánica, junto con los valores obtenidos para el material reconstituido. Contrario a lo encontrado para los materiales con bajos CMO, los suelos inalterados con CMO entre 6 y 10 % tienen en general un comportamiento diferencial para la zona sobreconsolidada y para la zona normalmente consolidada. Para esfuerzos inferiores a σ'_p , se presentan bajos valores de C_α que aumentan con el incremento en los esfuerzos efectivos. Como tendencia general, se encontró que el máximo valor de C_α se presenta al máximo nivel de esfuerzos ensayado. No se espera que estos valores aumenten de forma indefinida, sino que presenten un umbral máximo a partir del cual no

se tendrán mayores variaciones. Sin embargo, dicho umbral no fue alcanzado en los materiales ensayados.

Al comparar los resultados del material reconstituido con los del material inalterado, se puede ver una dependencia de la historia de esfuerzos y deformaciones. El único valor de C_α superior para el material natural con respecto al material reconstituido, fue encontrado para un esfuerzo cercano a σ'_p ; los valores de C_α para esfuerzos menores y mayores a σ'_p para el material natural son cerca del 50 % del valor de C_α para el material reconstituido.

En la **Figura 5-19** se presenta la variación de C_α para los materiales con altos CMO, entendidos como aquellos materiales con CMO entre el 10 y 16 %. Adicionalmente se muestran los valores obtenidos para el material reconstituido y el material inalterado con un CMO de 11 %. Para el material inalterado, se realizaron múltiples etapas de carga hasta alcanzar 1120 kPa de esfuerzo vertical, luego se realizaron etapas de descarga hasta un σ'_v de 20 kPa para finalmente realizar una serie de etapas de recarga hasta alcanzar nuevamente el esfuerzo de 1120 kPa.

Los valores de C_α para los materiales con valores entre 10 y 16 % de CMO son en general superiores a los valores de C_α para suelos con CMO inferiores. Sin embargo, algunos de los materiales con 9 % de CMO, presentan valores similares (aunque tendencias diferentes) a los encontrados para este intervalo de CMO.

Estos materiales, al igual que los materiales con CMO entre 6 y 10 %, presentan valores de C_α que se relacionan con σ'_p , sin tener una dependencia directa. Para esfuerzos ligeramente mayores a σ'_p , C_α presenta un aumento para luego descender a valores ligeramente superiores a los registrados en la zona sobreconsolidada. Contrario a los materiales con contenidos intermedios de MO, los mayores valores de C_α no se encontraron para los máximos esfuerzos aplicados, llegando a valores estables de C_α para esfuerzos inferiores a 700 kPa.

Se encontró una disminución en los valores de C_α del material inalterado en las etapas de recarga respecto a las etapas de carga. Los valores de C_α luego de alterar la historia de esfuerzos (etapa de recarga), fueron 50 % menores en la etapa de carga. Los valores de C_α del material inalterado en etapas de recarga aumentan con el nivel de esfuerzos analizado, sin encontrar ningún umbral de valor máximo. Este cambio en el comportamiento de C_α permite identificar que, para suelos con valores de CMO entre 10 y 16 %, la compresibilidad secundaria estará gobernada tanto por el estado de esfuerzos como por las deformaciones máximas alcanzadas.

Finalmente, en la **Figura 5-20** se presenta la variación de C_α con el nivel de esfuerzos para suelos con muy altos CMO. Los valores de C_α en estos materiales aumentan con los niveles de σ'_v , y no tienen una relación aparente con la historia de esfuerzos y deformaciones de los diferentes materiales. La similitud del comportamiento de materiales con más del 70 % de CMO, con materiales con el 20 y el 45 % de CMO, muestra que el comportamiento de compresibilidad de los materiales varía en función del contenido de materia orgánica hasta un valor de CMO de alrededor de 20 %. A partir de este valor, la compresibilidad de los suelos está gobernada únicamente por la materia orgánica. Estos resultados son consistentes con lo expresado por Bell (1992), quien indica que si el CMO en un suelo sobrepasa el 20 %, el proceso de consolidación será controlado por el material orgánico, siendo independiente del porcentaje de material restante.

A partir de los 100 kPa, los suelos con muy altos CMO presentan en general valores de C_α mayores a los presentados para los mismos intervalos de esfuerzos en los suelos con valores de CMO inferiores. Los valores máximos de C_α se alcanzan para valores de σ'_v alrededor de los 500 kPa. A partir de este esfuerzo, se presentan pocas variaciones en el valor de C_α , posiblemente por la generación de una configuración interna estable que no permite mayores cambios en la fábrica de los materiales.

Figura 5-17: Índice de compresión secundaria para materiales con bajos contenidos de materia orgánica.

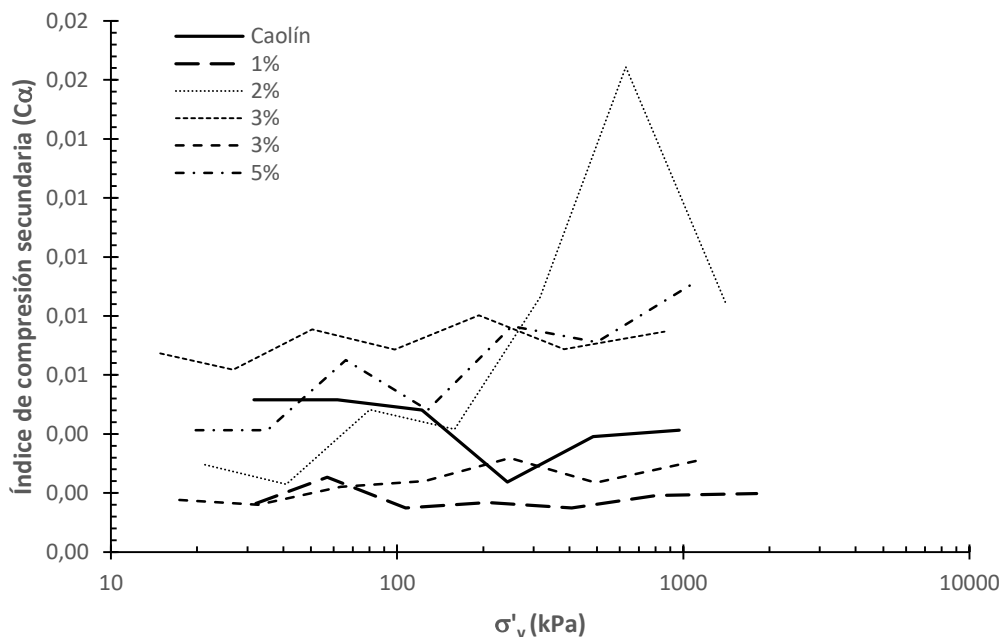


Figura 5-18: Índice de compresión secundaria para materiales con contenidos intermedios de materia orgánica.

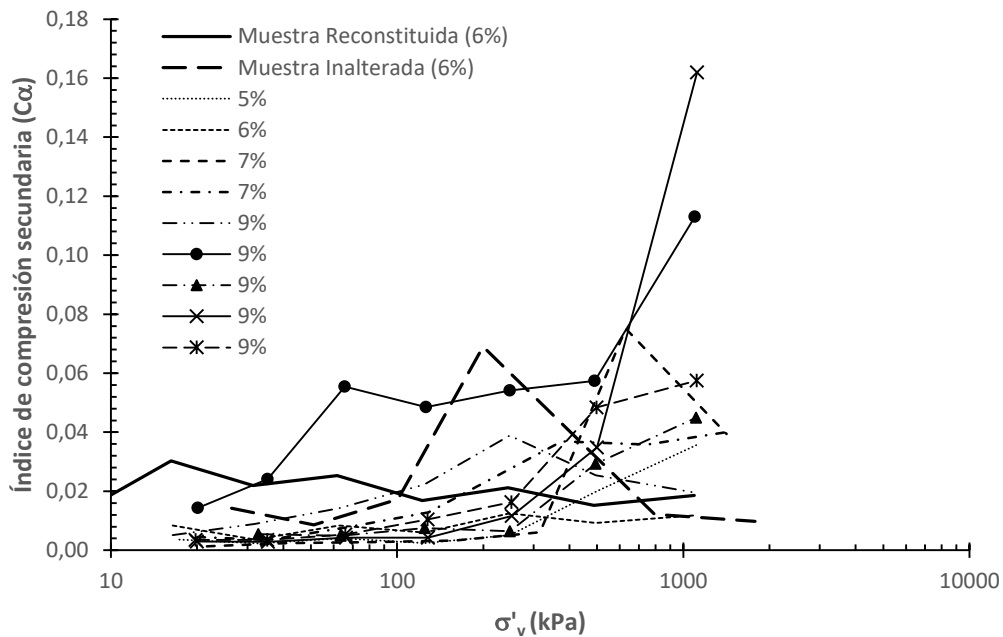


Figura 5-19: Índice de compresión secundaria para materiales con altos contenidos de materia orgánica.

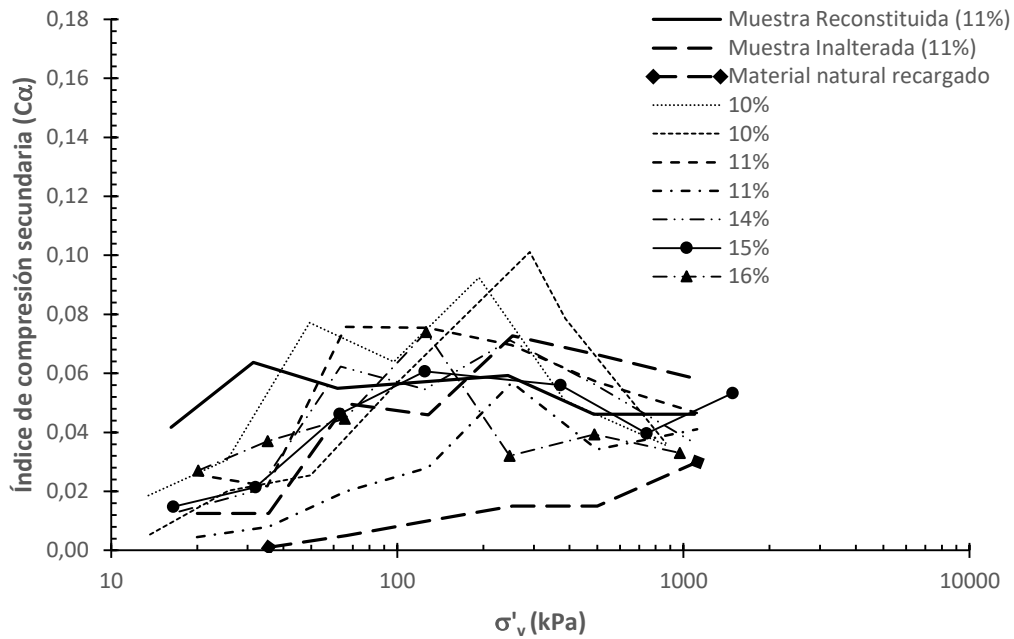
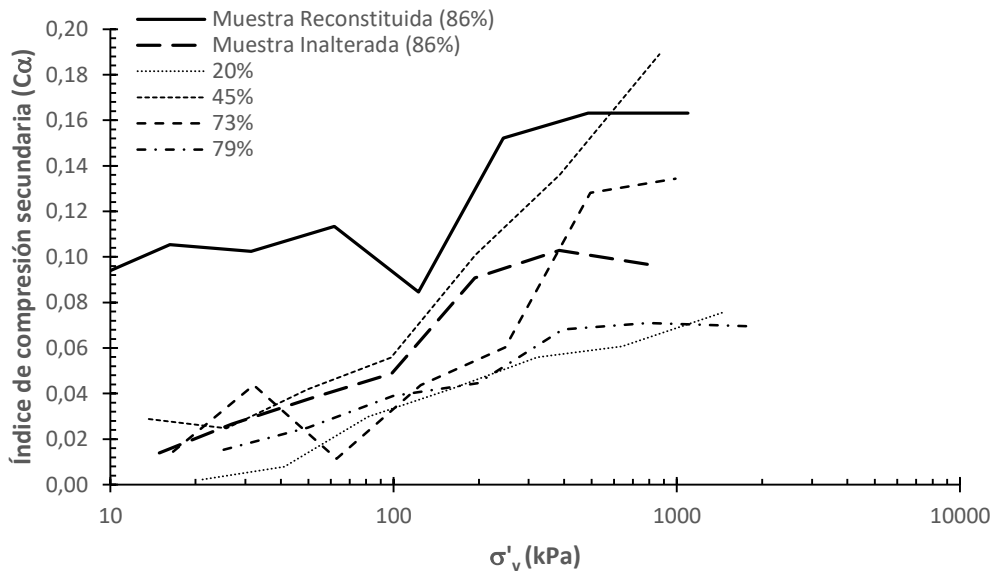


Figura 5-20: Índice de compresión secundaria para materiales con muy altos contenidos de materia orgánica.

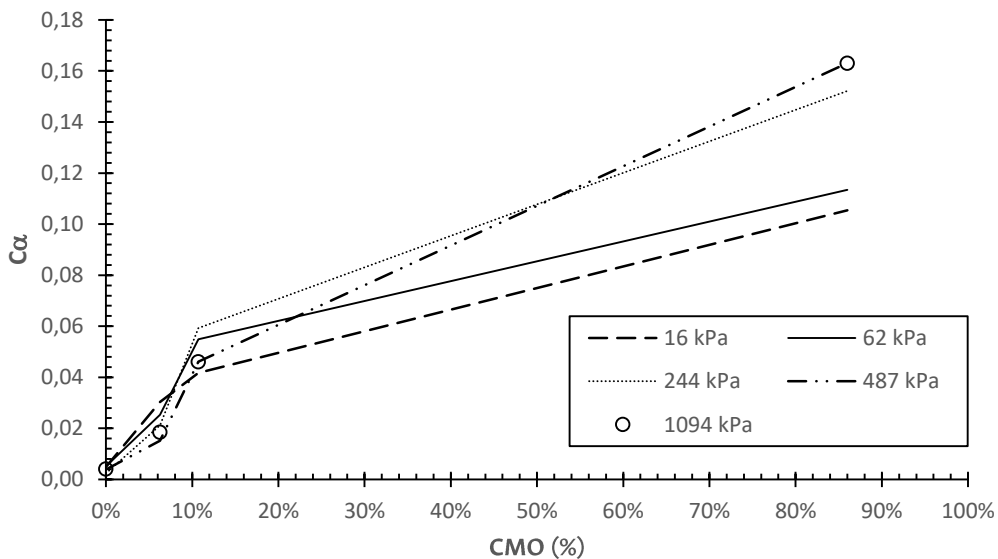


Teniendo en cuenta la dependencia del índice de compresión secundaria del nivel de esfuerzos para el cual se va a calcular, así como del intervalo de CMO en el que se

encuentre, se realizó un análisis de la variación de C_α con el aumento del CMO. En la **Figura 5-21** se presentan los valores promedio de C_α para distintos valores de esfuerzo vertical efectivo, en función del CMO. Se deben resaltar ciertas particularidades:

- Para CMO inferiores al 10 %, se tienen mayores valores de C_α para esfuerzos verticales efectivos bajos. Para un σ'_v de 16 kPa, el valor de C_α puede ser el doble que para un σ'_v de 487 kPa.
- Para CMO entre 0 y 10 %, el aumento en C_α es proporcional al aumento en el CMO, presentando una relación lineal.
- Los valores de C_α presentados para un CMO de 86 % no corresponden con el incremento lineal registrado para CMO inferiores a 10 %, evidenciando un cambio en la dependencia del CMO. Dicho cambio de comportamiento se presenta para un umbral entre el 11 y el 86 % de CMO. Sin embargo, los resultados experimentales obtenidos, no permiten definir el umbral de comportamiento con precisión.
- Las curvas de C_α para un σ'_v de 487 y para un σ'_v de 1094 kPa presentan los mismos valores, indicando que no existe una dependencia de los valores de C_α para altos niveles de esfuerzos.

Figura 5-21: Variación de C_α para diferentes CMO, en materiales reconstituidos.



5.4 Curvas de contracción

Para la evaluación del cambio volumétrico ante procesos de secado, se tuvieron en cuenta las curvas de contracción y las curvas de retención (CR) de mezclas reconstituidas a partir de mezclas de caolín y de humus, de materiales inalterados y de materiales reconstituidos a partir de arcillas naturales. La comparación de los materiales inalterados con su respectivo material reconstituido permitió evaluar la influencia de la estructura en el proceso de secado en condición libre.

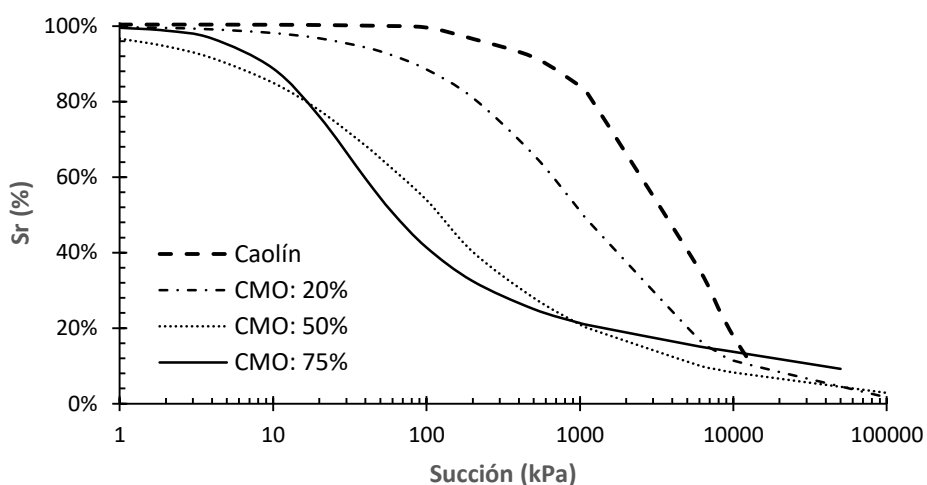
En la **Figura 5-22** se presentan las curvas de retención para 4 mezclas realizadas con distintos cantidades de humus en términos del grado de saturación Sr ($Sr = V_w/V_v$) expresado en función de la succión de acuerdo con la propuesta de Fredlund y Xing (1994). Siguiendo la clasificación de las CR presentadas por Gitirana y Fredlund (2004), la cual tiene en cuenta la textura de los materiales, la mezcla de caolín y la mezcla con 20 % de CMO tienen un comportamiento unimodal de material tipo arcilla, mientras que la mezcla con 50 y 75 % de CMO tienen un comportamiento unimodal de material tipo limo.

El cambio en el comportamiento textural de los materiales se presenta junto con una reducción en los VEA; para el caolín, este valor se presenta alrededor de los 650 kPa, para el material con el 20 % de CMO alrededor de los 95 kPa y para el de 50 y el de 75 % de CMO, alrededor de 70 kPa. Lo mismo ocurre con la pendiente de las CR luego del valor de entrada de aire; a medida que aumenta el CMO, se obtiene una menor pendiente en el tramo recto de la CR. Estos cambios progresivos en las CR con el aumento del CMO tienen un umbral a partir del cual no se evidencian mayores modificaciones en el tipo de comportamiento de las curvas. En las mezclas ensayadas, no se evidenció una diferencia significativa entre las curvas obtenidas para el material con el 50 y el 75 % de CMO, sugiriendo que dicho umbral se encuentra para un CMO entre 20 y 50 %.

Junto con las CR, se realizó la medición de cambio volumétrico de las distintas muestras estudiadas. En la **Figura 5-23** se presentan los cambios volumétricos porcentuales que se presentaron durante el proceso de secado (a) y durante el proceso de

humedecimiento posterior al secado (b). El cambio volumétrico para el proceso de secado se calculó respecto del volumen inicial de la muestra, mientras que el cambio volumétrico para el proceso de humedecimiento fue calculado respecto del volumen seco las muestras.

Figura 5-22: Curvas de retención para caolín mezclado con diferentes CMO (Reina-leal, Ramírez, & Colmenares, s/f).

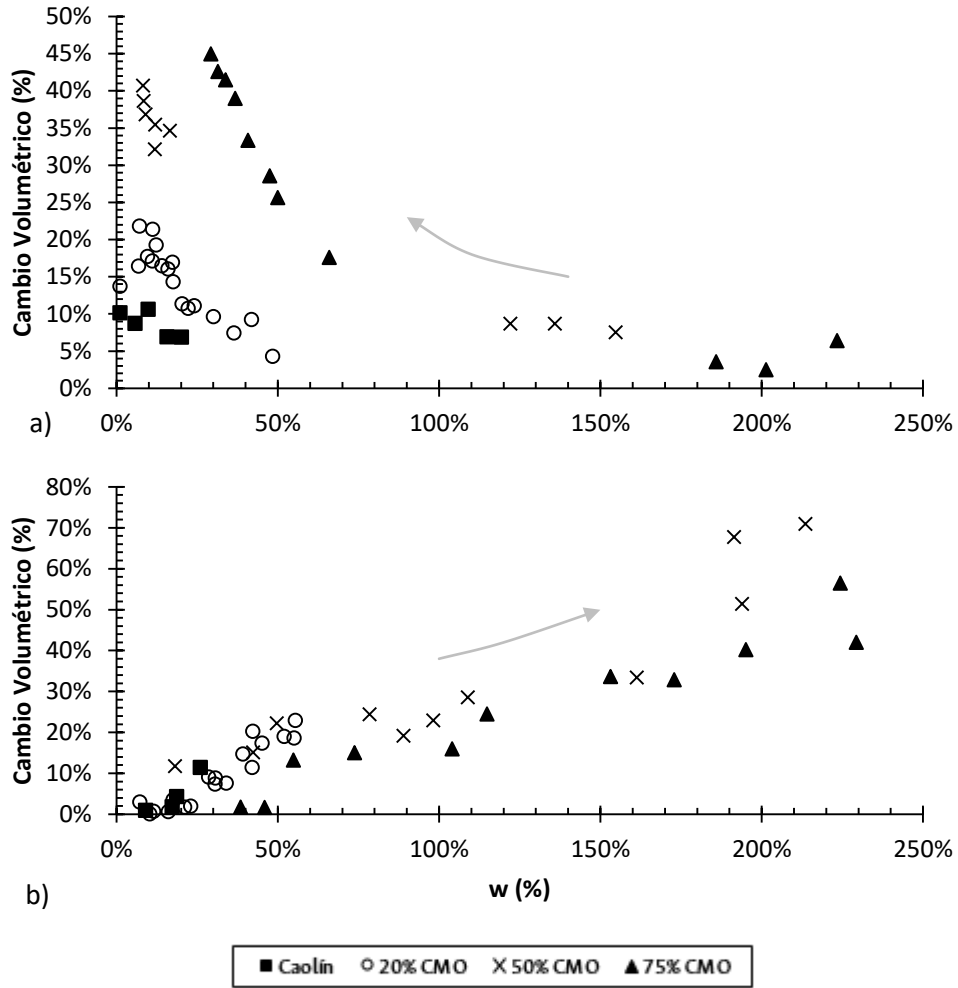


Durante el proceso de secado se identifica un aumento en el cambio volumétrico máximo a medida que aumenta el CMO, alcanzando valores cercanos al 50 % para la mezcla del 75% de CMO. Estos cambios volumétricos máximos contrastan con los valores registrados para el caolín, donde se tienen cambios volumétricos máximos del 10 %. Contrario a las CR, en las que se alcanza un comportamiento similar en las curvas de 50 y 75 % de CMO, el potencial de cambio volumétrico no presenta un umbral aparente en las mezclas ensayadas evidenciando diferencias en la fábrica de cada material.

Sin embargo, durante el proceso de humedecimiento el cambio volumétrico registrado por las mezclas siguen misma tendencia, tal como se puede observar en la figura b) de la **Figura 5-23**. El comportamiento similar de las muestras, refleja una similitud en la fábrica de los materiales luego del secado de las muestras. La diferencia encontrada durante el proceso de humedecimiento, radica en el máximo contenido de agua al cual es posible

llevar la muestra en condiciones de expansión libre sin afectar la integridad de la muestra. Este contenido de agua máximo es proporcional al CMO de los materiales.

Figura 5-23: Cambios volumétricos para mezclas de caolín con humus. a) proceso de secado, b) proceso de humedecimiento (Reina-leal et al., s/f).

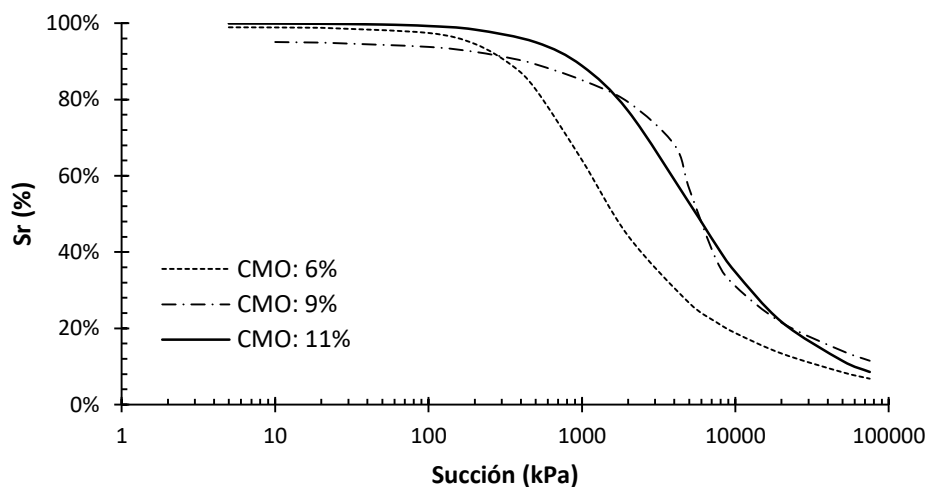


De forma similar al análisis realizado para las mezclas de caolín con humus, se hizo un análisis de las CR para materiales naturales con distintos CMO. Los materiales inalterados empleados para el análisis de contracción corresponden a los mismos materiales ensayados para el análisis de la compresibilidad realizado en la sección 0 y 5.2. En la **Figura 5-24** se presentan las CR para suelos inalterados con el 6, 9 y 11 % de CMO. Si bien se trata de valores de CMO cercanos, la compresibilidad ante esfuerzos constantes presenta un comportamiento diferencial para cada uno de estos materiales, como fue presentado en la sección 5.3.

La tendencia de reducción en el VEA de los suelos con el aumento en el CMO, así como el cambio progresivo del comportamiento textural de las CR encontrado en las mezclas de caolín con humus no se logra identificar en los materiales inalterados ensayados. Se encontraron VEA de 300, 2500 y 850 kPa para los suelos con el 6, 9 y 11 % de CMO respectivamente, sin responder directamente al CMO de cada muestra. No obstante, los valores de succión máxima medida para cada uno de los materiales luego de ser secados al aire, son muy similares para todas las muestras. Esto ratifica la similitud mineralógica de las muestras ensayadas (Jommi & Della Vecchia, 2016).

Junto con la determinación de las curvas de retención, se establecieron las curvas de contracción para condiciones de retracción sin restricciones. El material con el 6 y con el 11 % de CMO para el cual se determinaron las CR fue reconstituido y se dejó secar bajo las mismas condiciones del material natural. Adicionalmente, se reconstituyeron muestras a partir de material natural con el 86 % de CMO para evaluar su potencial de cambio volumétrico.

Figura 5-24: Curvas de retención para materiales inalterados con distintos CMO.



En la **Figura 5-25 a)** se presentan las curvas de contracción para los materiales reconstituidos evaluadas en términos de la relación de vacíos. El tramo inicial de las curvas de contracción corresponde con la zona de contracción normal de los materiales,

en la cual se espera que los materiales se contraigan por una línea de isosaturación. Este comportamiento se presenta antes de alcanzar el VEA de los materiales. Para bajos contenidos de agua, se espera llegar a una zona de contracción nula en la cual no se registren cambios en el volumen de vacíos de las muestras (Bronswijk, 1988; Konrad & Ayad, 1997).

A partir de las curvas de contracción de los materiales reconstituidos se lograron evidenciar diferentes comportamientos. Los resultados experimentales de las muestras reconstituidas, muestran que la zona de contracción “nula” no se presenta para los materiales ensayados; en su lugar, se presenta una zona de contracción en la cual el cambio en la relación de vacíos es lineal con respecto al cambio en el contenido de agua. En este documento, esta zona se denominará zona de contracción lineal. La contracción registrada en la zona de contracción lineal corresponde a menos del 15 % de la contracción total de los materiales.

Si bien en el material con el 11 % de CMO la zona de contracción residual se presenta para mayores contenidos de agua que en el material con el 6 % de CMO, la zona de contracción lineal de estos dos materiales coincide en su totalidad. Lo anterior es un indicativo de que los denominados poros inactivos (sección 2.4) presentan la misma reducción en volumen. Esto es consistente con las CR de los materiales, en donde la saturación y el contenido de agua de los dos materiales para succiones superiores a 30000 kPa, es muy similar.

Por su parte, el material con el 86 % de CMO presenta una zona de contracción lineal ubicada por debajo de la zona de contracción lineal de los materiales con menor CMO, presentando cambios volumétricos mínimos en esta zona con respecto a los cambios volumétricos totales de la muestra. No obstante, los cambios volumétricos totales medidos en este material son muy superiores a los cambios volumétricos de los materiales con 6 y 11 % de CMO.

La **Figura 5-25 b)** presenta la variación de la saturación de las muestras con el proceso de secado. Se pueden observar dos comportamientos diferentes en los materiales ensayados. Para los materiales con el 6 y el 11 % de CMO, se cuenta con saturaciones alrededor del 100 % desde el inicio del proceso de secado hasta el VEA, punto a partir

del cual la saturación tiene una variación aproximadamente lineal con el contenido de agua, hasta llegar a la condición seca del material. Sin embargo, el material reconstituido con el 86 % de CMO presenta un comportamiento diferente antes del VEA. Si bien inicia con un valor de saturación del 100 %, el suelo comienza a desaturarse inmediatamente con el proceso de secado, hasta alcanzar una saturación del 95 %. Una vez el material se encuentra en este grado de saturación, el proceso de secado continúa por una línea de isosaturación, para luego tener un tramo de tendencia lineal de reducción de la saturación hasta el VEA. A partir de este punto, se presenta un comportamiento similar al registrado en los materiales con el 6 y el 11 % de CMO.

La desaturación inicial del material con el 86 % de CMO, para posteriormente continuar el proceso por una línea de isosaturación, es conocida como la etapa de contracción estructural de los materiales. Esta etapa es previa a la etapa de contracción normal de los suelos, puede presentarse en suelos saturados cuando los poros de mayor tamaño pierden el agua que contenían, logrando que las partículas y agregados sólidos encuentren un mejor empaquetamiento. Los cambios volumétricos que se llegan a presentar en esta zona suelen ser mínimos comparados con los cambios volumétricos totales (Bronswijk, 1988; Gebhardt et al., 2012).

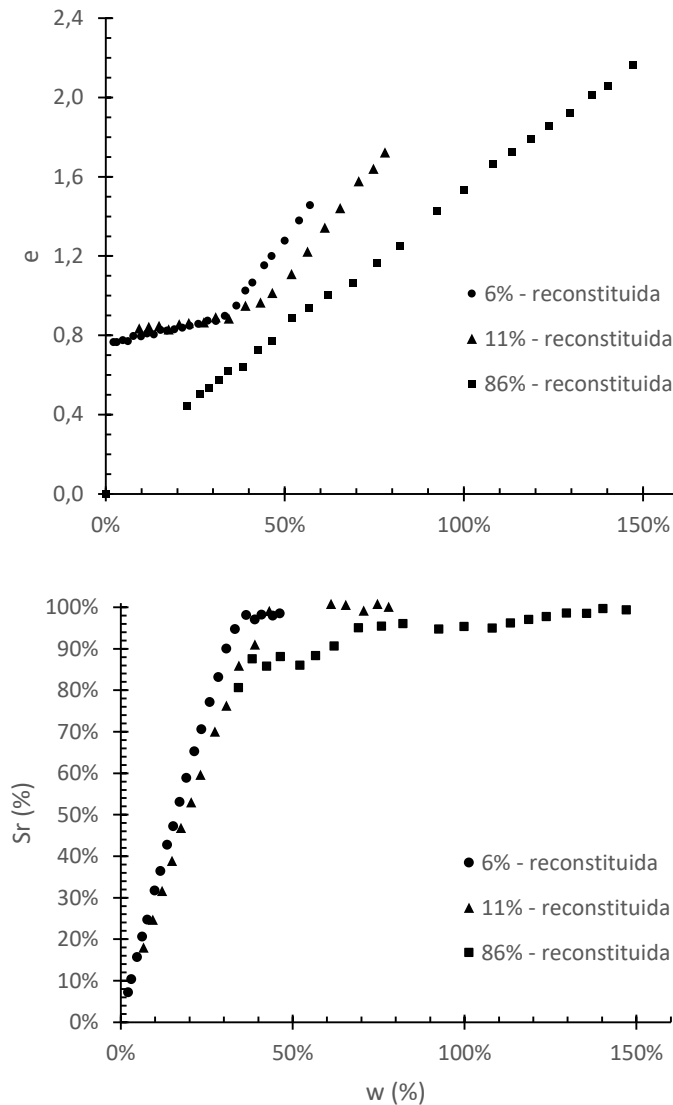
Con el fin de evaluar la influencia de la estructura en los cambios volumétricos por procesos de secado en los suelos, se realizaron curvas de contracción, en condición confinada en materiales inalterados con el 6 y el 11 % de CMO. No fue posible obtener la curva de contracción del material inalterado con el 86 % de CMO, debido a que las fibras presentes en el material, generaban fisuras desde el inicio del proceso de secado que impidieron la correcta medición del volumen de la muestra. Estas fisuras se propagaron rápidamente, generando la desintegración de la muestra inalterada.

En la **Figura 5-26** y en la **Figura 5-27** se presentan las curvas de contracción y las curvas de desaturación para los materiales con el 6 y con el 11 % de CMO.

Para el material con el 6 % de CMO se lograron identificar las etapas de contracción normal, contracción residual y contracción lineal en el material inalterado, mientras que para el material reconstituido únicamente se logró identificar la etapa de contracción

normal y de contracción lineal. Si bien las condiciones iniciales de la muestra reconstituida y de la muestra inalterada no son las mismas, la línea de contracción normal coincide en los dos materiales, indicando que no se presentó ningún tipo de contracción estructural inicial en el material inalterado.

Figura 5-25: a) curvas de contracción y b) curvas de desaturación para materiales reconstituidos con distintos CMO.



Mientras el material reconstituido pasa directamente de la etapa de contracción normal a la etapa de contracción lineal para un contenido de agua del 35 %, el material inalterado tiene una etapa de contracción residual que se presenta para contenidos de agua entre el

62 y el 35 %, antes de alcanzar la etapa de contracción lineal. La curva de contracción del material inalterado, en la zona de contracción lineal, se encuentra por encima de la curva de contracción del material reconstituido. La diferencia en la relación de vacíos para un mismo contenido de agua representa la estructura del material ante procesos de secado sin restricciones. La relación de vacíos mínima encontrada para el material inalterado es un 30 % superior a la relación de vacíos mínima del material reconstituido.

Para el material con el 11 % de CMO presentado en la **Figura 5-27** se realizó el mismo análisis que para el material con el 6 % de CMO. Se encontró que la curva de contracción para el material inalterado en la zona de contracción normal, no coincide con la curva de contracción del material reconstituido. Esto se presenta por una pequeña desaturación al inicio del proceso de secado de suelo inalterado, el cual no presenta una trayectoria por una línea de isosaturación, sino por una línea paralela a la línea del material reconstituido. El material inalterado presenta una zona de contracción residual que no es posible identificar en el material reconstituido.

Figura 5-26: Curvas de contracción para materiales inalterados y reconstituidos con el 6 % de CMO.

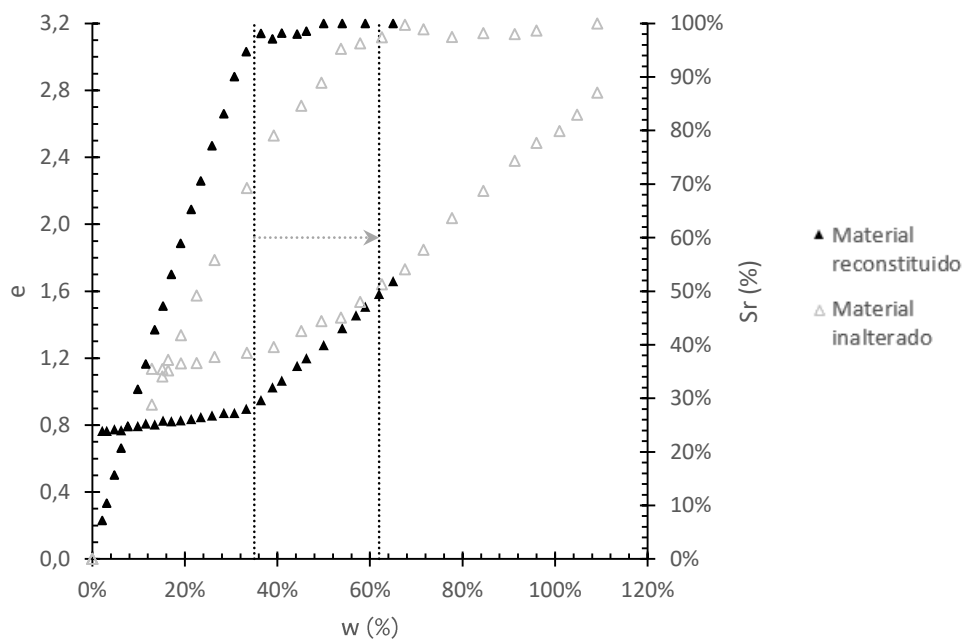
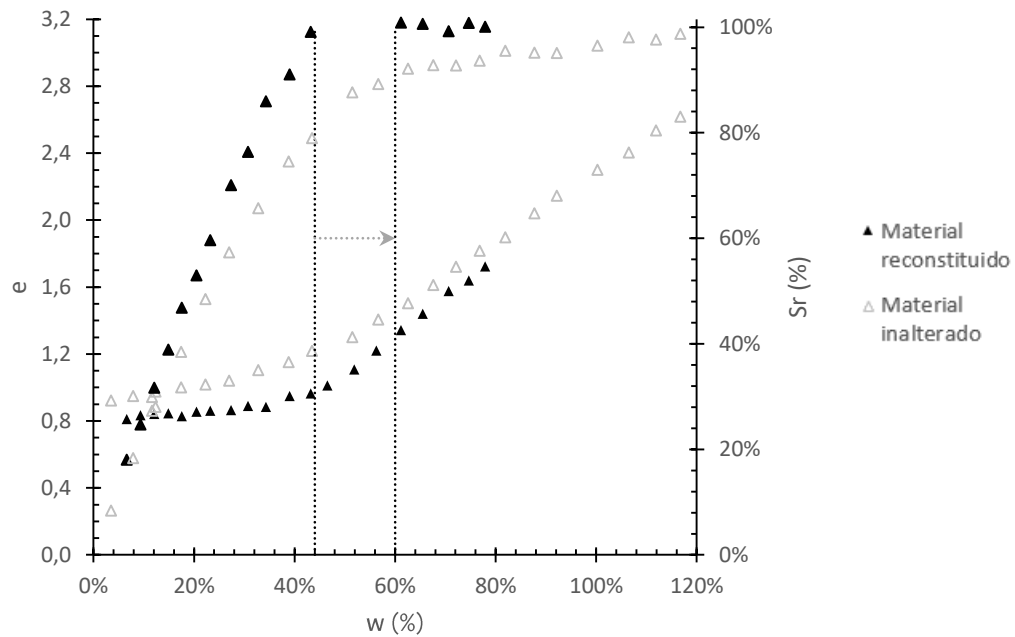


Figura 5-27: Curvas de contracción para materiales inalterados y reconstituidos con el 11 % de CMO.



Para cada una de las muestras a las que se les determinó la curva de contracción, se calculó también la deformación volumétrica con respecto de la relación de vacíos inicial y la relación de vacíos mínima, de acuerdo con la **Ecuación 5-2**.

Ecuación 5-2: Deformación volumétrica de los suelos

$$\varepsilon_v = \frac{e_0 - e_{min}}{e_0}$$

Donde: ε_v es la deformación volumétrica,
 e_0 es la relación de vacíos inicial,
 e_{min} es la relación de vacíos mínima.

A mayor contenido de materia orgánica, se presentan mayores deformaciones volumétricas. Si bien para CMO inferiores al 11 % se encontró una relación lineal entre el CMO y la deformación volumétrica, para altos CMO no se contó con una cantidad de datos que permitiera establecer un modelo de comportamiento. En la **Figura 5-28** se presenta la deformación volumétrica de los materiales, respecto al CMO. De manera preliminar, se puede observar un aumento de forma hiperbólica en la deformación

volumétrica con respecto al contenido de materia orgánica, involucrando un valor de CMO a partir del cual las deformaciones serán independientes del CMO.

En la **Figura 5-29** se presenta la relación de vacíos mínima en función del CMO. Al igual que con ε_v , se presenta una relación lineal entre el CMO y e_{min} , aumentando los valores de e_{min} a medida que aumenta el CMO. No obstante, la e_{min} para el material con el 86 % de CMO presentó un valor inferior que el de todos los materiales ensayados. Este cambio en el comportamiento de e_{min} no permite que se tenga una relación directa entre el CMO y ε_v .

Figura 5-28: Deformación volumétrica de los suelos en función de su CMO.

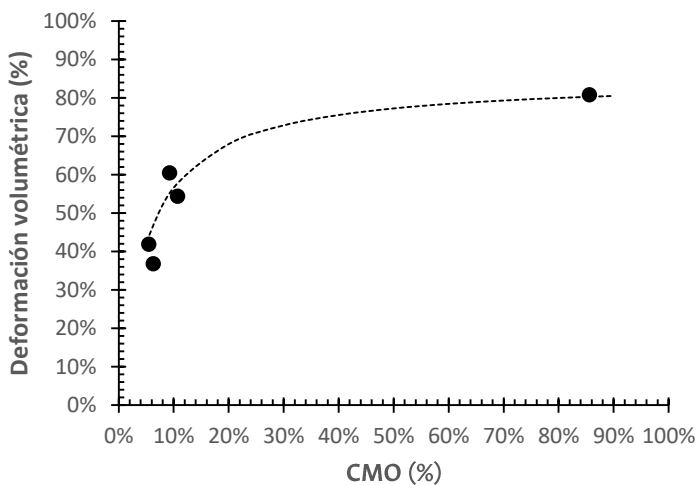
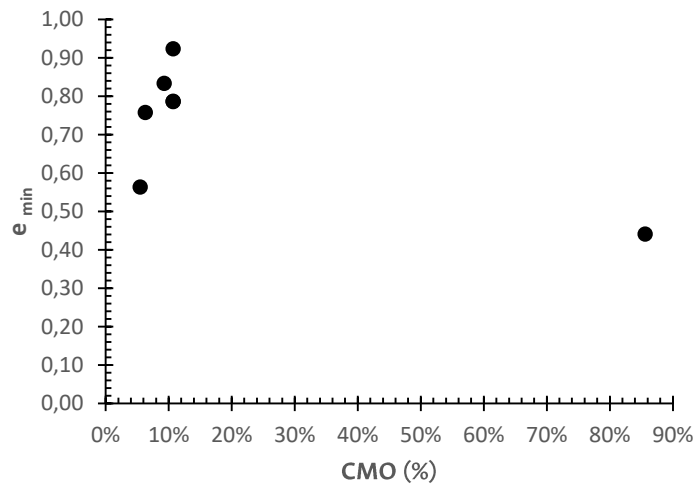
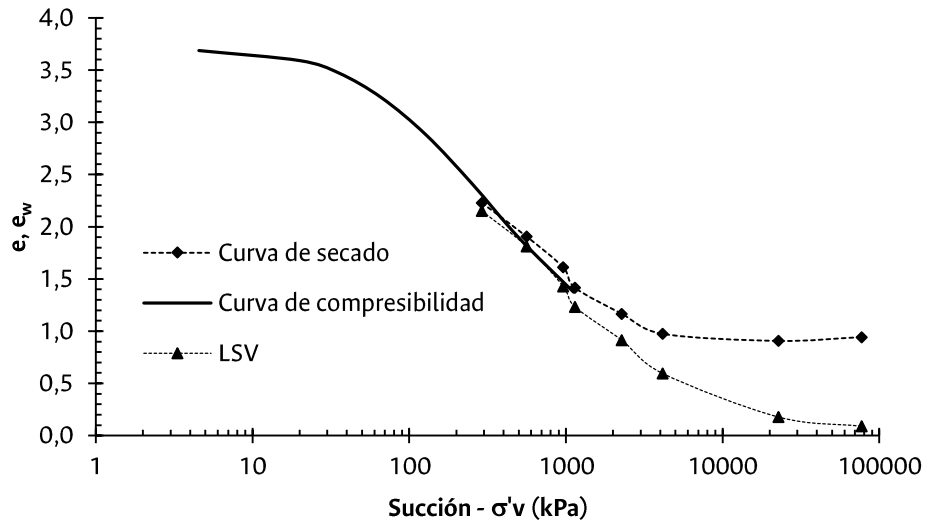


Figura 5-29: Relación de vacíos mínima de los suelos en función de su CMO.

Finalmente, se graficó la curva de compresibilidad obtenida en la consolidación unidimensional, junto con la variación de la relación de vacíos con la succión y con la variación de la relación de agua con la succión. De esta manera, se puede comparar la similitud entre la curva de compresibilidad y de línea de secado virgen (Toll, 1995). En la **Figura 5-30** se presenta la curva de compresibilidad, la curva de secado y la línea de secado virgen para la muestra con el 11 % de CMO. Los efectos en la relación de vacíos generados por un incremento de carga o por un aumento en la succión, son similares siempre que el material se encuentre saturado. Para succiones mayores al VEA, la disminución en la relación de vacíos por un aumento en la succión es menor a la reducción de vacíos por un incremento de los esfuerzos efectivos. Contrario a lo propuesto por Toll (1995), no se encontró un valor residual del contenido de agua e_w con el aumento de la succión; este valor tiende a cero a medida que aumenta la succión en los materiales ensayados.

Figura 5-30: Curva de compresibilidad y curva de secado para un material inalterado con 11 % de CMO

6. Conclusiones y recomendaciones

Los ambientes de formación lacustre propician la existencia de suelos con contenidos de materia orgánica variables dependiendo de la morfología del terreno y de la energía durante el proceso de sedimentación. El CMO puede variar desde valores cercanos al 1 %, para suelos minerales, hasta valores superiores al 86 %, en los depósitos clasificados como turbas. El estudio de las propiedades mecánicas de los suelos, ha evaluado de forma independiente la compresibilidad de los materiales con bajos o nulos contenidos de materia orgánica y la compresibilidad de los suelos orgánicos.

La evaluación del proceso de consolidación unidimensional mediante los ensayos de múltiples etapas de carga en intervalos constantes, permitió evaluar la variación de las curvas de consolidación para materiales inalterados y para materiales reconstituidos con diferentes contenidos de materia orgánica.

A continuación, se presentan las principales conclusiones derivadas de los resultados experimentales obtenidos en la evaluación de cambios volumétricos en arcillas blandas con distintos contenidos de materia orgánica y diferentes grados de saturación. Se dan recomendaciones para futuras investigaciones en el tema, teniendo en cuenta las limitaciones de la investigación adelantada.

6.1 Conclusiones

Se evaluaron los procesos de consolidación unidimensional, en condiciones de saturación total, y de secado en condiciones de confinamiento nulo. Para cada uno de estos procesos, se emplearon materiales inalterados y reconstituidos con distintos contenidos de materia orgánica, permitiendo evaluar la influencia de la materia orgánica en el comportamiento ante cambios volumétricos de los materiales. En cada caso se

evaluó la posible influencia de la estructura en las propiedades de compresibilidad de los suelos.

6.1.1 Consolidación unidimensional

A medida que aumenta el contenido de materia orgánica de los suelos, el método del logaritmo del tiempo para determinar el tiempo correspondiente al 100 % de la consolidación primaria presenta mayores dificultades de aplicación. Esto se presenta, debido a que el método asume una independencia entre el proceso de consolidación primaria y el de compresión secundaria. Al presentarse de forma paralela los dos procesos, las deformaciones registradas corresponden a la suma de la deformación debido a la disipación del exceso de presión de poros de los macroporos, junto con el cambio en la estructura intraparticular. Los cambios volumétricos debido a la reducción de los poros intraparticulares se presentan de forma constante en el tiempo, impidiendo identificar con facilidad los puntos de inflexión y de máxima pendiente en el método de logaritmo del tiempo.

La curva de compresibilidad intrínseca de los materiales naturales depende directamente del contenido de materia orgánica de los materiales. A medida que aumenta el CMO, se tienen mayores valores de C_c^* . Para valores de CMO inferiores al 20 %, existe una relación lineal entre el CMO y C_c^* , debido a los complejos orgánicos que se generan alrededor de las partículas minerales. A partir del 40 % de CMO no se encuentra una relación aparente entre el CMO y los valores de C_c^* , debido a que la compresibilidad de los materiales se encuentra controlada únicamente por la fracción orgánica presente. La dispersión de los datos encontrada para estos materiales, responde a la heterogeneidad de los suelos orgánicos, la cual se puede presentar tanto espacial como temporalmente.

Mediante las curvas de compresibilidad, intrínsecas e inalteradas, se evaluó cualitativamente el nivel de estructura de los materiales naturales con distintos CMO. Sin embargo, no se encontró una relación directa entre el nivel de estructura de un material, y su contenido de materia orgánica. Se realizó un análisis para 4 turbas a diferentes profundidades, encontrando que cada una tenía un nivel de estructura diferente, aun cuando el CMO y el esfuerzo vertical efectivo eran muy similares. Esto se debe en parte

a la generación de estructura durante el proceso de compresión secundaria debido a la reacomodación de partículas.

Se evaluó la influencia del contenido de materia orgánica en el índice de compresión secundaria de los materiales, encontrando que el comportamiento de los suelos con diferentes CMO se puede dividir en los siguientes intervalos de CMO en los que se encuentra un comportamiento relativamente homogéneo:

- Para CMO inferiores a 6 %, se considera un suelo con bajo contenido de materia orgánica,
- Para CMO entre 6 y 10 %, se considera un suelo con contenido intermedio de materia orgánica,
- Para un CMO entre 10 y 16 %, se considera un suelo con alto contenido de materia orgánica,
- Para un CMO superior al 20 %, se considera un suelo con muy alto contenido de materia orgánica.

Dependiendo del valor del CMO, el comportamiento del índice de compresión secundaria varía con respecto al nivel de esfuerzos aplicado. Sin embargo, estos límites no son completamente rígidos, sino que representan una transición progresiva de un comportamiento a otro. Estos cambios se deben a las variaciones en la microestructura de los materiales, la cual se ve afectada por la cantidad de materia orgánica y por los esfuerzos aplicados. Mayores contenidos de materia orgánica implican una mayor cantidad de poros intraparticulares los cuales generarán cambios volumétricos a esfuerzo constante de forma prolongada en el tiempo, que aumentan conforme aumenta el nivel de esfuerzos aplicado.

Tanto para altos CMO como para altos estados de esfuerzos, el índice de compresión secundaria es independiente del CMO debido a la pérdida de la microestructura y a la existencia de complejos orgánicos que controlan el flujo.

6.1.2 Secado libre

Se encontró un umbral de comportamiento con respecto a las propiedades de retención de los suelos, para mezclas de caolín con humus, que se encuentra entre el 20 y el 50 % de CMO. A partir de dicho umbral, las curvas de retención de los materiales no presentan cambios significativos en los valores de saturación alcanzados para distintos valores de succión. Esto debido a la similitud en textura de los materiales, y al control en las fuerzas capilares ejercida por la macro-estructura. Dicho umbral no se observó en los cambios volumétricos que presentaron los materiales durante el secado, ya que los macro-poros presentes en las distintas mezclas alcanzan una fábrica similar durante el proceso de secado, eliminando la historia de esfuerzos y la historia de deformaciones.

Contrario a lo encontrado en las mezclas reconstituidas, para los materiales inalterados no fue posible identificar una tendencia en las curvas de retención que estuviera asociada al CMO. Esto se presenta debido a que, mientras para los materiales reconstituidos se tiene un control sobre la historia de esfuerzos y la historia de deformaciones, y no se cuenta con una estructura asociada, en el caso de los materiales inalterados, estas variables no son controladas e influyen directamente en el comportamiento de los suelos. Estos parámetros tienen una mayor relevancia en el comportamiento durante el secado de los materiales que el CMO, impidiendo encontrar su relación directa con el potencial de cambio volumétrico.

La alteración de los materiales con muy altos contenidos de materia orgánica, durante el proceso de secado, debido a la presencia de fibras, dificulta la medición confiable del cambio volumétrico. La aparición de fisuras en la muestra, así como la contracción no uniforme influenciada por los efectos de escala y de reforzamiento inducidos por las distintas fibras hacen que no se logre tener un correcto control del volumen de las muestras a lo largo del proceso. Estas grietas, influyen directamente en las fuerzas capilares que se desarrollan al interior de los poros, disminuyendo las succiones alcanzadas en los materiales con CMO fibrosa.

Los materiales naturales y las mezclas artificiales deben ser analizados en un marco conceptual independiente desde el punto de vista de las propiedades de retención, en el cual se debe ver involucrada la composición de las fibras presentes, así como la

caracterización de la fracción amorfa. Para los materiales inalterados se debe involucrar la historia de esfuerzos y la historia hídrica de los materiales, variables controladas en el estudio de los materiales reconstituidos.

Los mayores cambios volumétricos totales se presentan en los materiales con mayor CMO. A medida que disminuye el CMO, disminuye el potencial de cambio volumétrico de los materiales debido a la capacidad de almacenamiento de agua de la materia orgánica en sus macroporos y microporos, que permiten la generación de una estructura de poros abierta y por ende una mayor reducción de volumen durante el proceso de secado.

Las curvas de contracción de los materiales naturales reconstituidos con diferentes CMO no presentan una zona de contracción nula. Durante el proceso de secado de los materiales, se registraron cambios volumétricos hasta alcanzar contenidos de agua entre 2 y 3 %, por lo que se denominó zona de contracción lineal a la zona de contracción posterior a la contracción residual. Esta contracción se presenta por la pérdida del agua de los microporos, la cual es expulsada luego de la rotura de las paredes celulares durante el proceso de secado. La magnitud del cambio volumétrico durante esta etapa final del proceso de secado en relación al cambio volumétrico final, depende de la cantidad de fibras presente en los suelos, siendo mínima para las turbas amorfas.

Los materiales con altos contenidos de materia orgánica, presentan una zona de contracción estructural, en la cual se presenta la desaturación del material previo a la etapa de contracción normal. Esta zona de contracción estructural se presenta debido a la existencia de un tamaño de poros que no puede ser reducido por las fuerzas capilares a grados de saturación cercanos al 100 %, permitiendo la entrada de aire únicamente a dichos poros.

La comparación de los materiales inalterados y reconstituidos, permitió determinar que la estructura de los materiales reduce el potencial de cambio volumétrico de los suelos, y aumenta el contenido de agua para el cual se presenta el inicio de la desaturación de los materiales (aumenta el valor de entrada de aire). Sin embargo, no fue posible encontrar una relación directa entre el contenido de materia orgánica y el nivel de estructura presente durante el proceso de secado. El nivel de estructura alcanzado por los materiales tiene una mayor relación con la historia de esfuerzos, con la historia de

deformaciones y con la generación de compresión secundaria en el tiempo que con el CMO.

6.2 Recomendaciones

Teniendo en cuenta el protocolo experimental realizado, así como las limitaciones que este presenta, a continuación, se hacen algunas recomendaciones para futuras investigaciones en las que se desee profundizar en el conocimiento del comportamiento de los materiales con diferentes contenidos de materia orgánica.

- Esta investigación se enfocó en estudiar las propiedades de los materiales teniendo en cuenta una caracterización unidimensional sin medición de presión de poros. Sin embargo, se debe generar un protocolo experimental que permita realizar este tipo de análisis mediante ensayos unidimensionales con medición de presión de poros y medición de esfuerzos radiales, y mediante ensayos triaxiales.
- Para el estudio de la estructura de los suelos, algunos autores recomiendan evitar realizar ensayos que impliquen necesariamente la inclusión del material en anillos rígidos, ya que la alteración por la preparación de la muestra puede impedir la correcta identificación del nivel de estructura de las muestras (Hight et al., 1992). Si bien el protocolo experimental llevado a cabo en esta investigación permitió identificar distintos niveles de estructura en los materiales, ensayos en cámara de confinamiento que no impliquen este tipo de alteración de los materiales pueden corroborar o modificar parcialmente los resultados encontrados.
- El orden en el que se ven afectados los parámetros del suelo debido a la alteración por muestreo y preparación de muestras para los ensayos son: Esfuerzo de cedencia (disminución), resistencia pico (disminución), compresibilidad previa al esfuerzo de cedencia (Aumento), compresibilidad posterior al esfuerzo de cedencia (reducción) y rigidez a pequeñas deformaciones (Hight et al., 1992). Un correcto análisis de las propiedades de los materiales, debe incluir el estudio de los parámetros intrínsecos e inalterados de los materiales, de forma tal que se evalúe el comportamiento ante pequeños y ante grandes incrementos de carga.

-
- En esta investigación los ensayos se realizaron bajo condiciones estáticas, dejando de un lado los posibles efectos que las cargas dinámicas pueden tener sobre las variables analizadas. Se debe investigar sobre la variación de las propiedades de compresibilidad luego de someter a los materiales a cargas cíclicas.
 - El contenido de materia orgánica de los materiales ensayados, durante la investigación corresponde a los CMO identificados en el perfil del subsuelo del Campus Universitario de la Universidad Nacional de Colombia. No obstante, se deben evaluar muestras adicionales que permitan conocer el comportamiento de los materiales para CMO entre 16 y 55 %.
 - Durante la investigación, no se logró involucrar el grado de descomposición de la materia orgánica en el estudio de la influencia del CMO en el índice de compresión virgen, en el índice de compresión secundaria o en el potencial de cambio volumétrico. Futuras investigaciones deben considerar los efectos de la degradación progresiva de la materia orgánica en el cambio volumétrico de los suelos, así como su influencia en la determinación de sus propiedades.

A. Anexo: Ensayos de difracción de rayos X

Figura A-1: Difractograma para la muestra IEI 1-7A, tratamiento M.

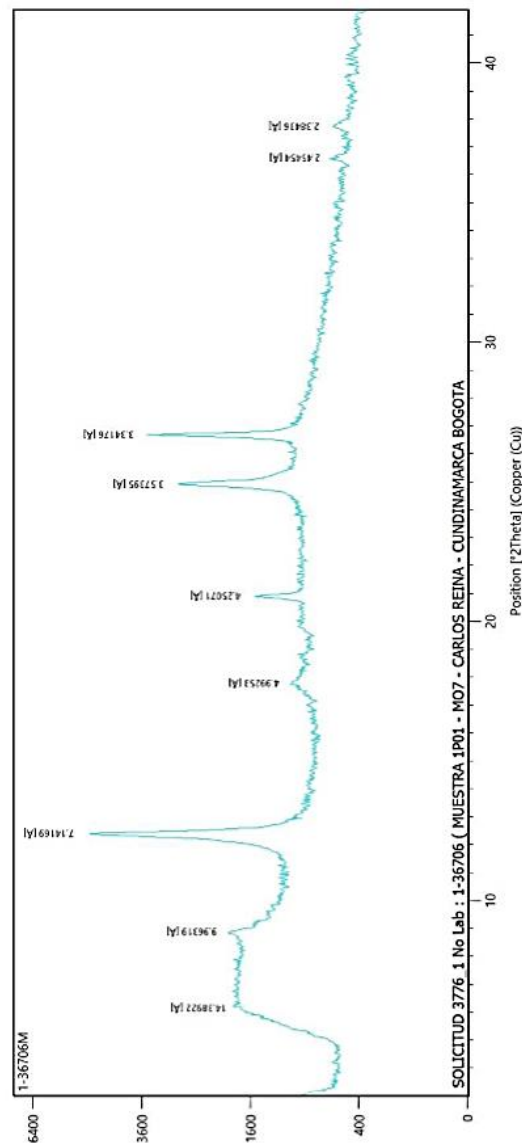


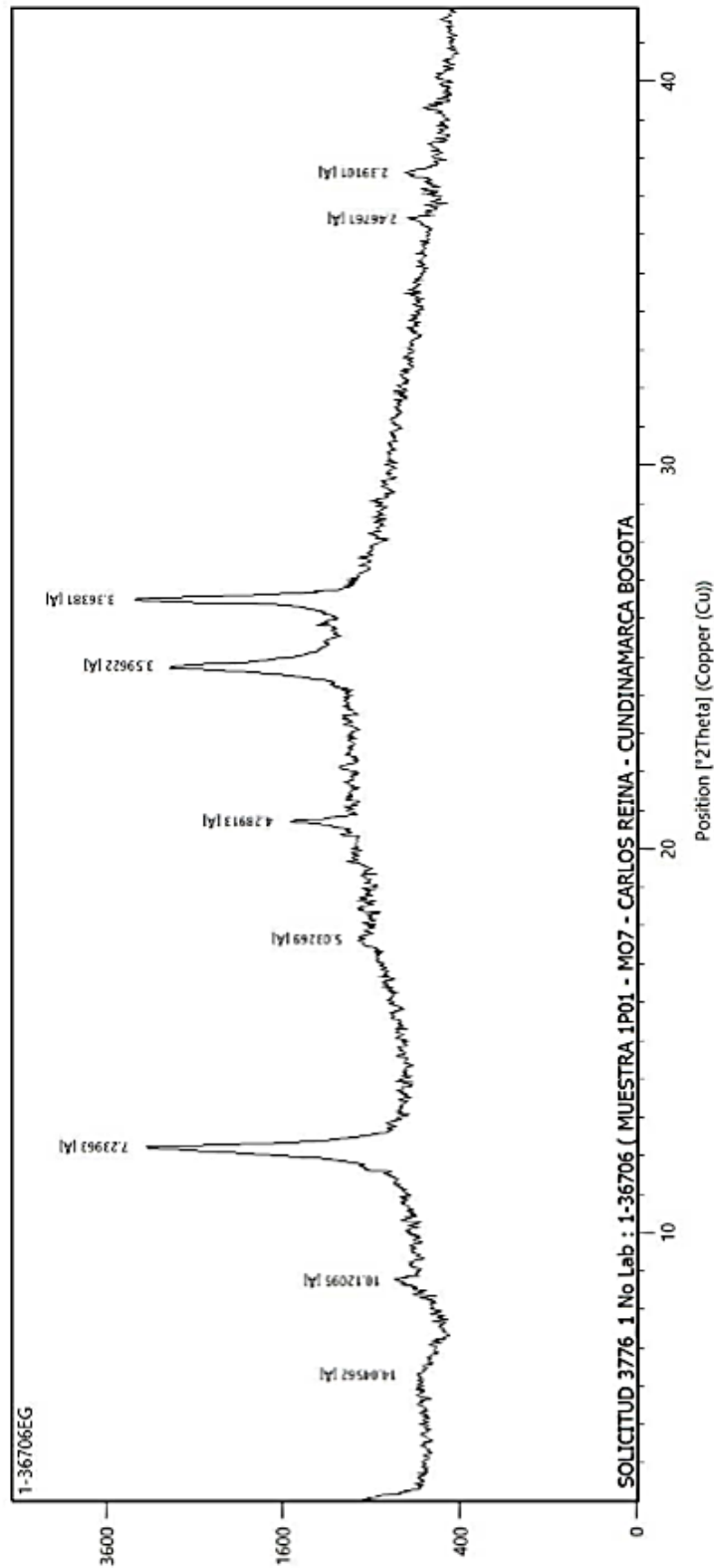
Figura A-2: Difractograma para la muestra IEI 1-7A, tratamiento EG.

Figura A-3: Difractograma para la muestra IEI 1-7A, tratamiento K.

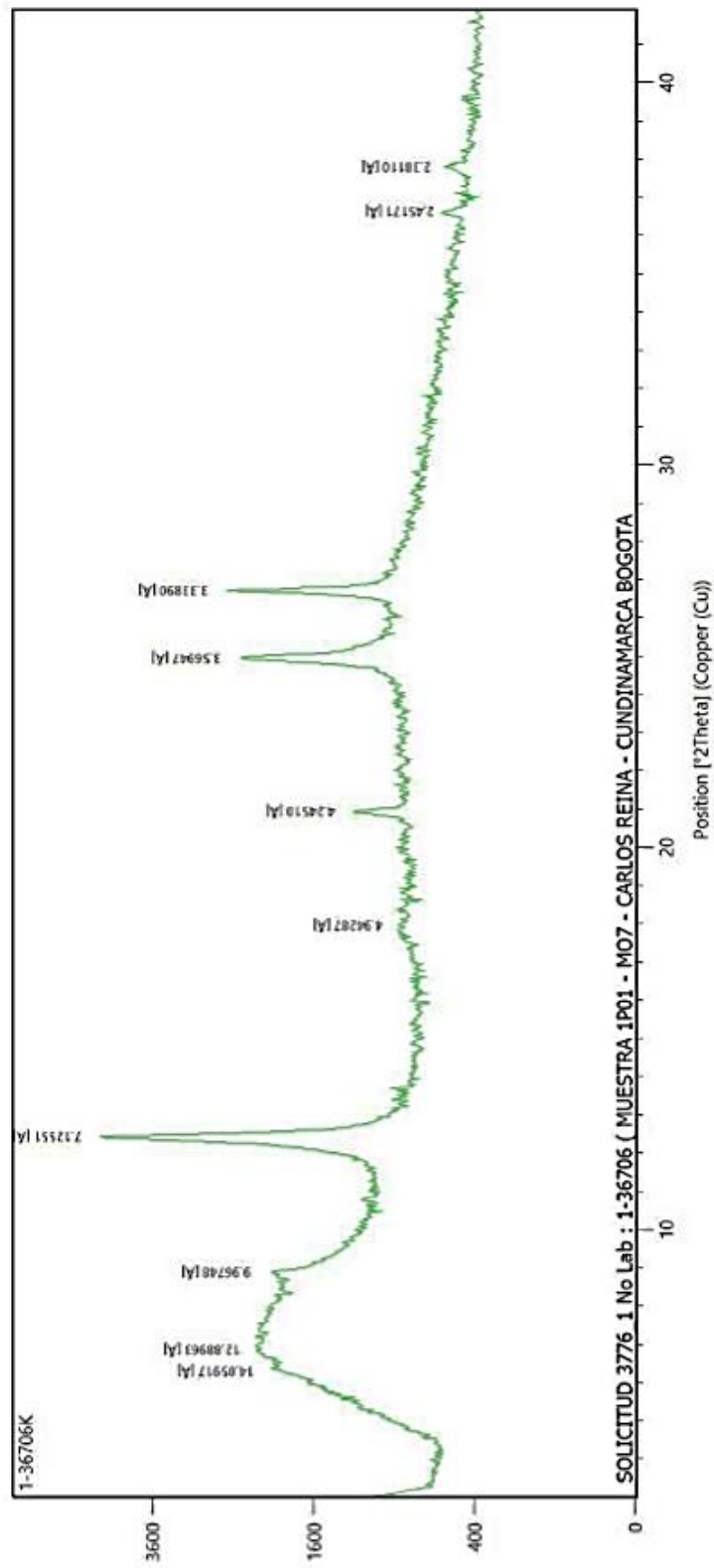


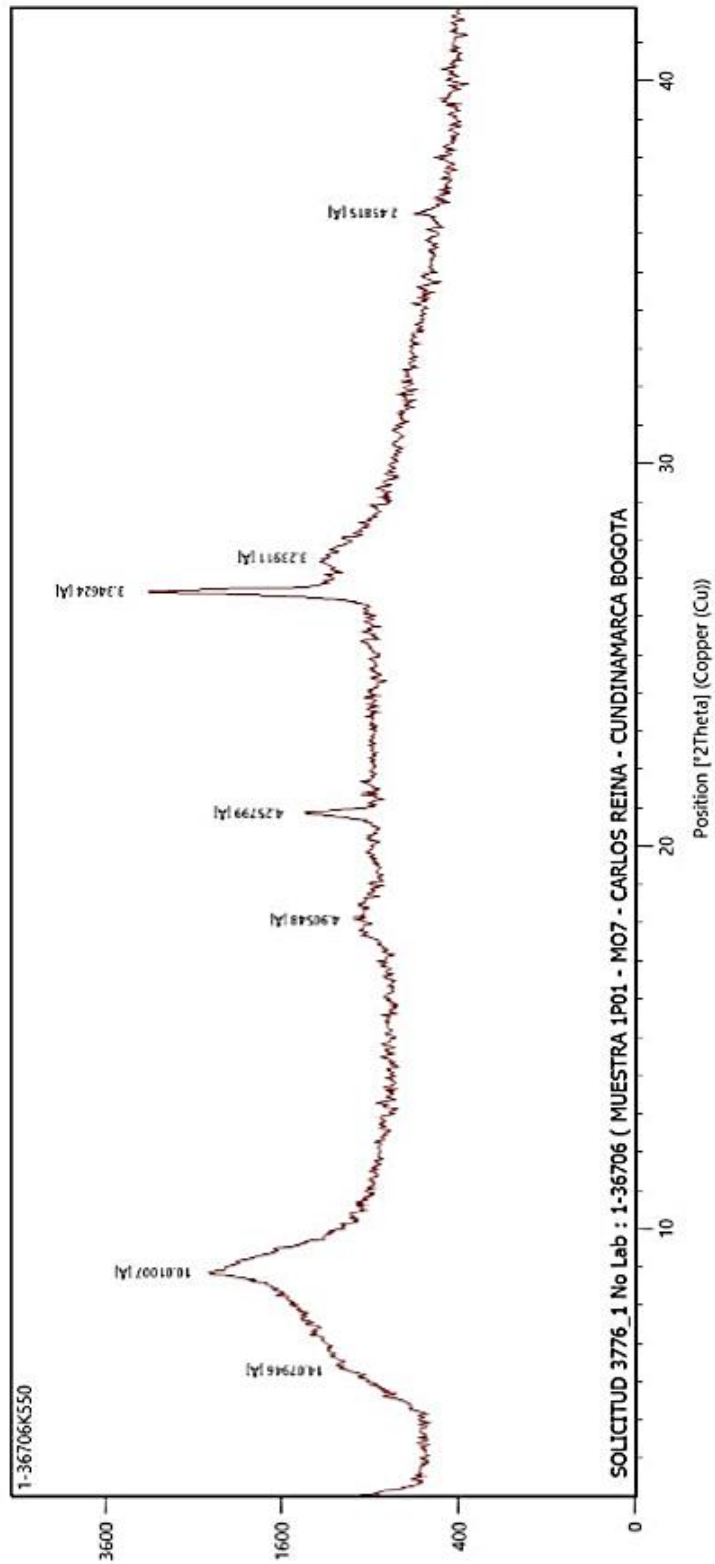
Figura A-4: Difractograma para la muestra IEI 1-7A, tratamiento K luego de quema.

Figura A-5: Difractograma para la muestra IEI 3-12A, tratamiento M

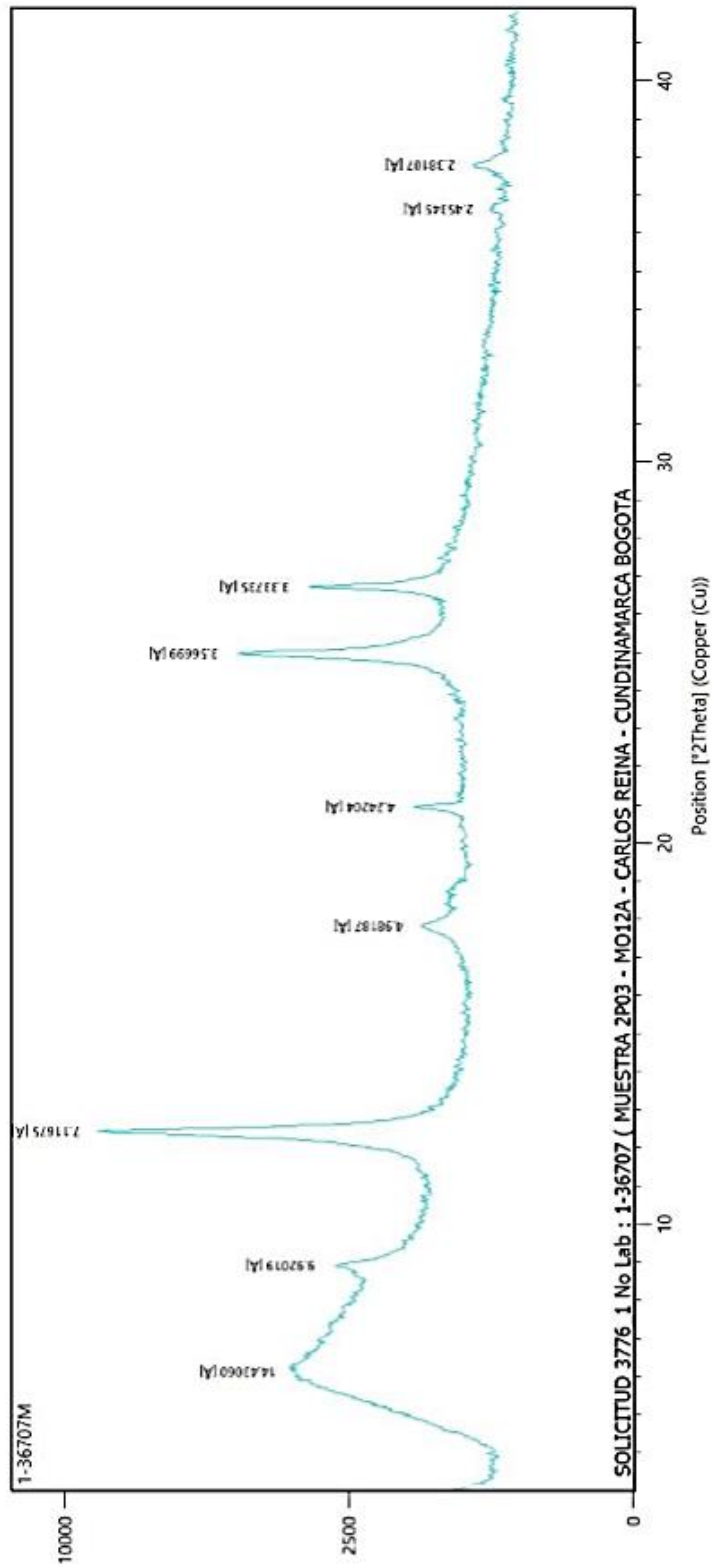


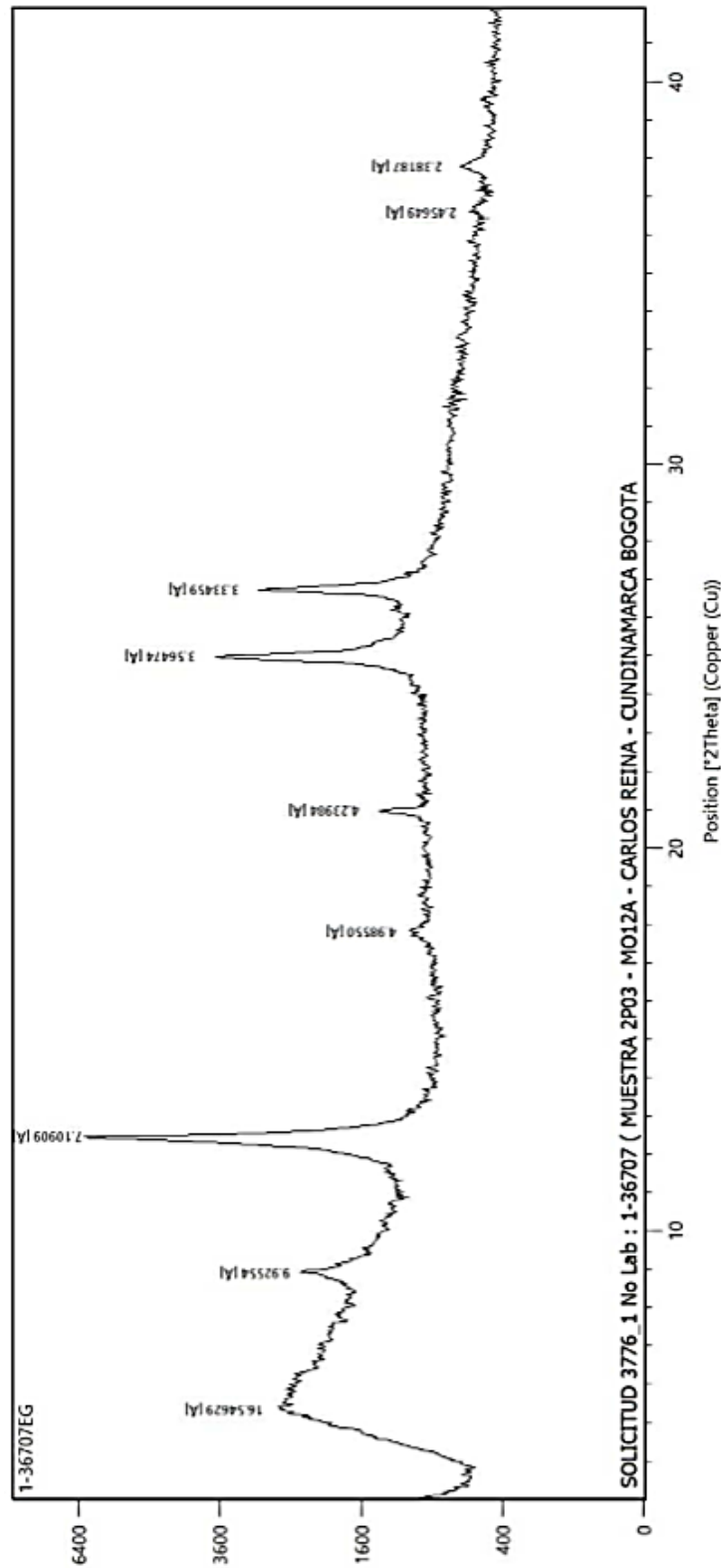
Figura A-6: Difractograma para la muestra IEI 3-12A, tratamiento EG

Figura A-7: Difractograma para la muestra IEI 3-12A, tratamiento K

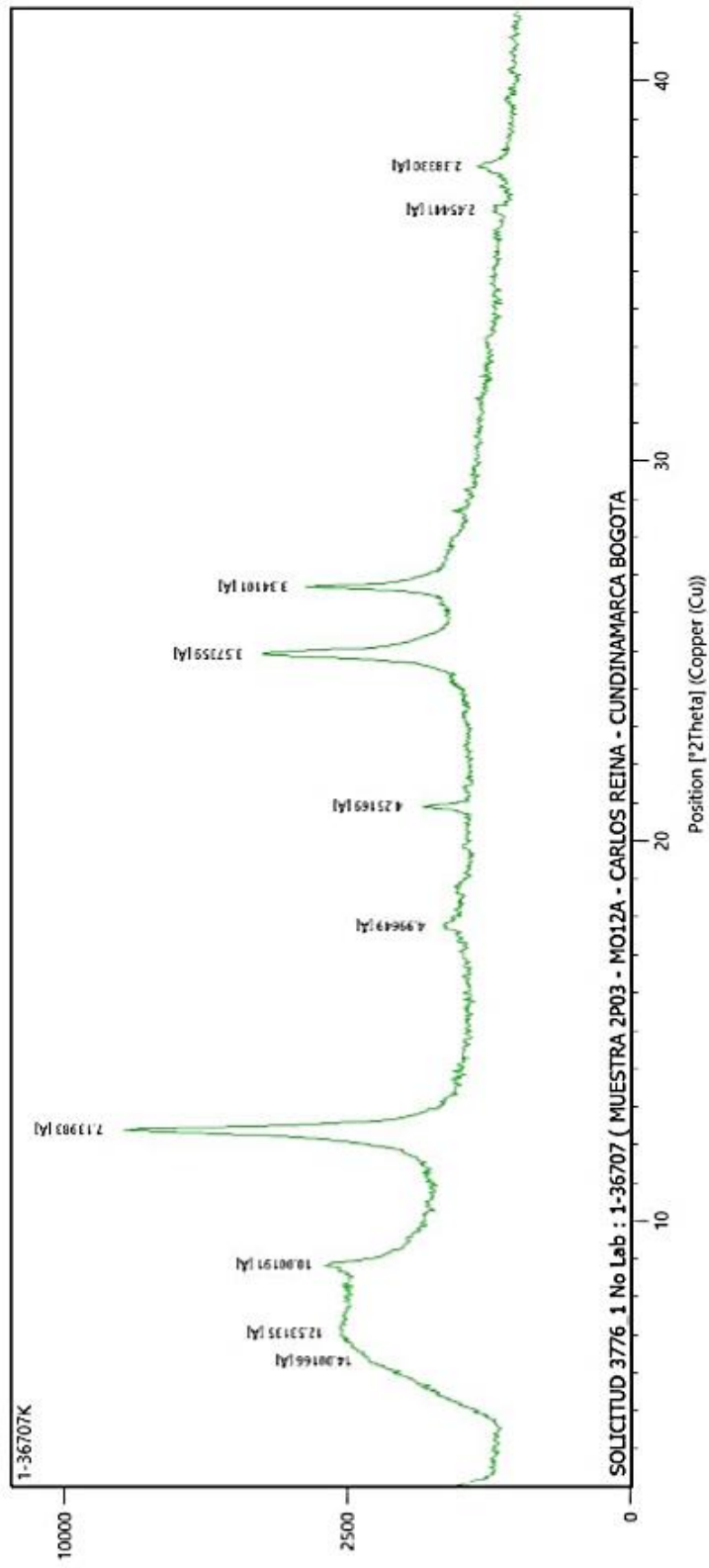


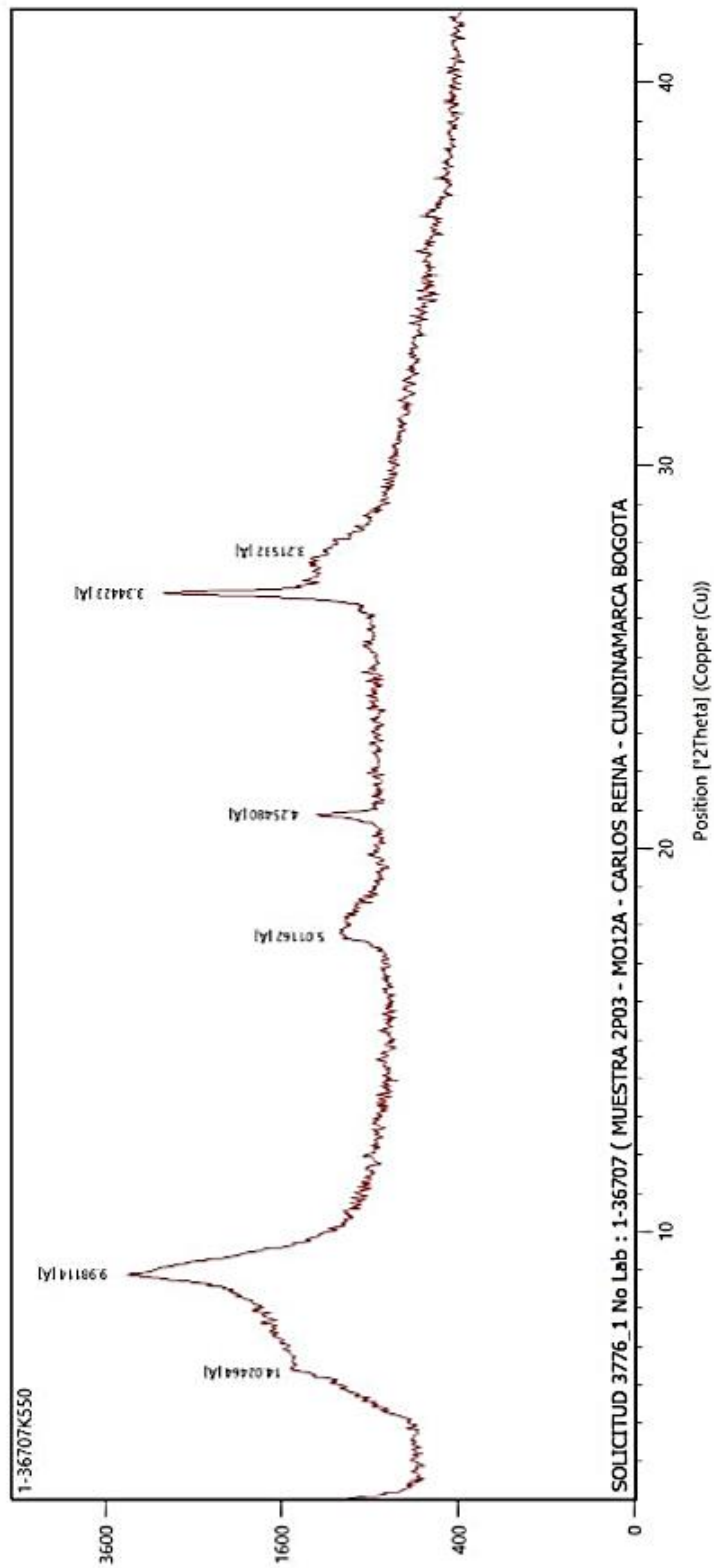
Figura A-8: Difractograma para la muestra IEI 3-12A, tratamiento K luego de quema

Figura A-9: Difractograma para la muestra IEI 1-16B, tratamiento M

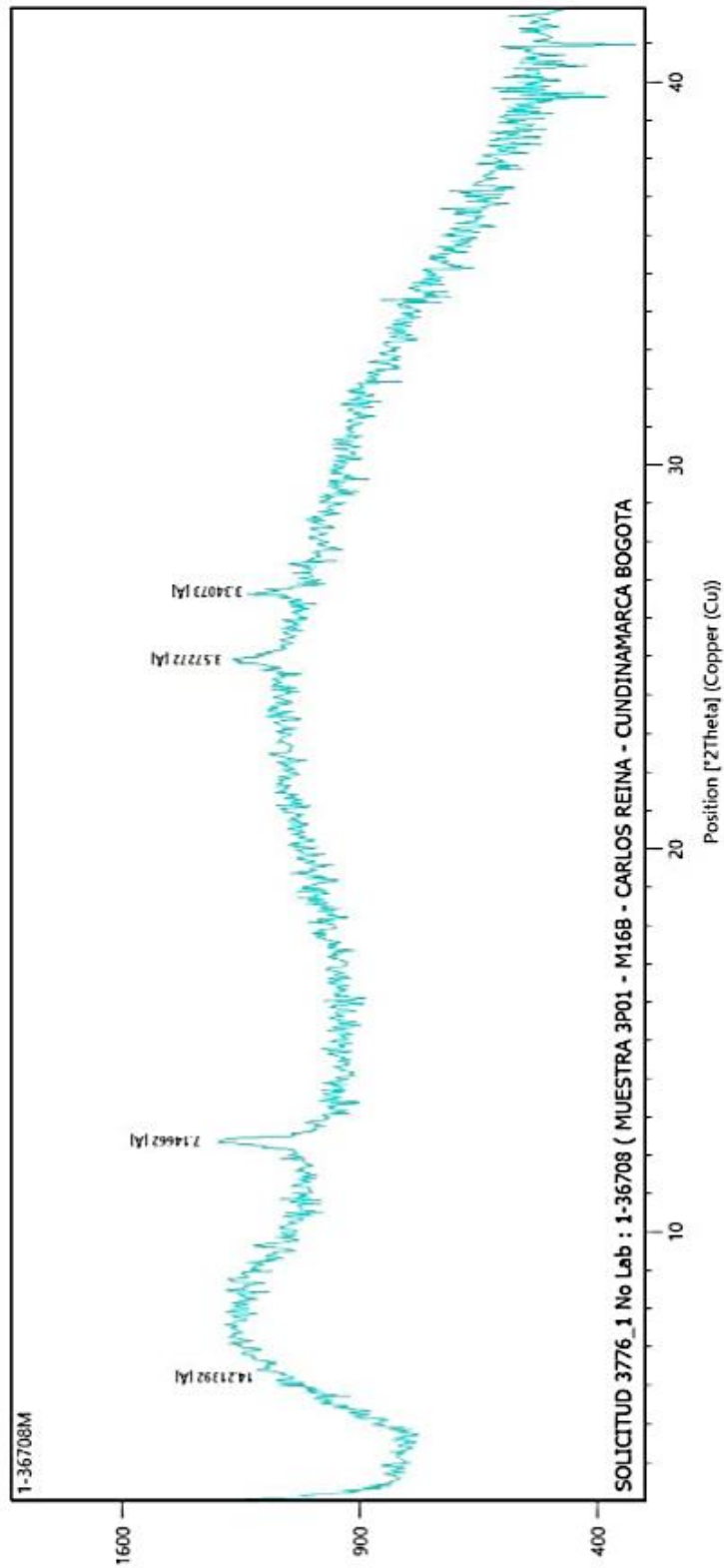


Figura A-10: Difractograma para la muestra IEI 1-16B, tratamiento EG

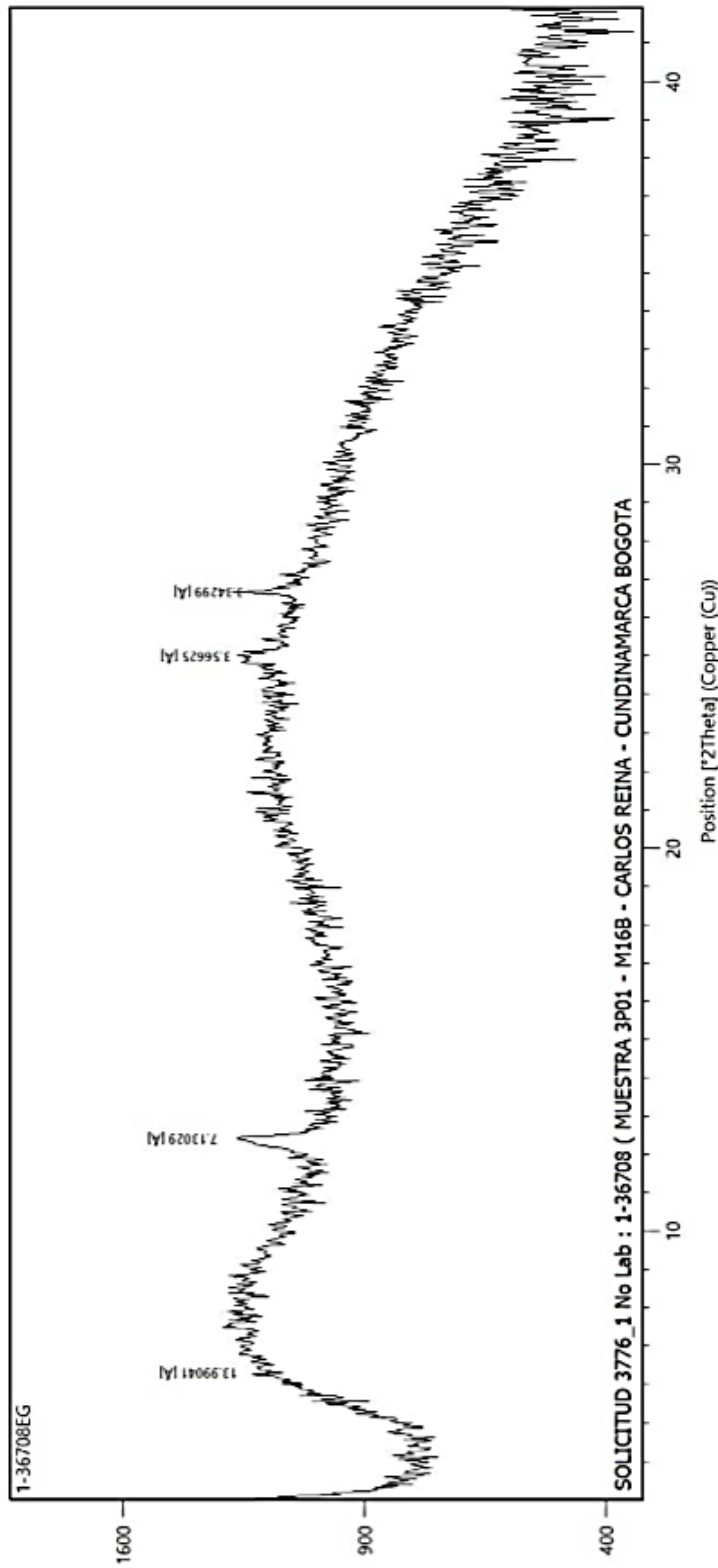


Figura A-11: Difractograma para la muestra IEI 1-16B, tratamiento K

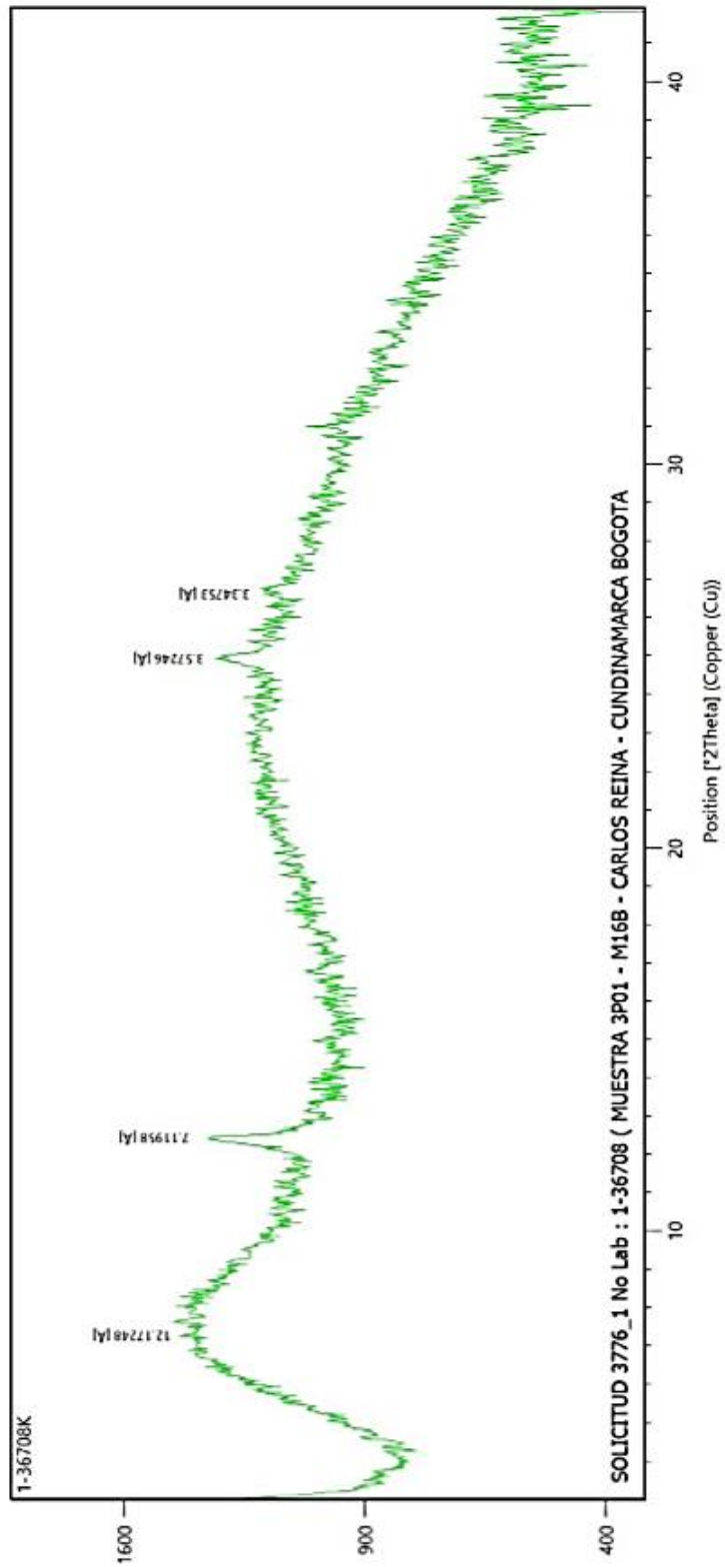
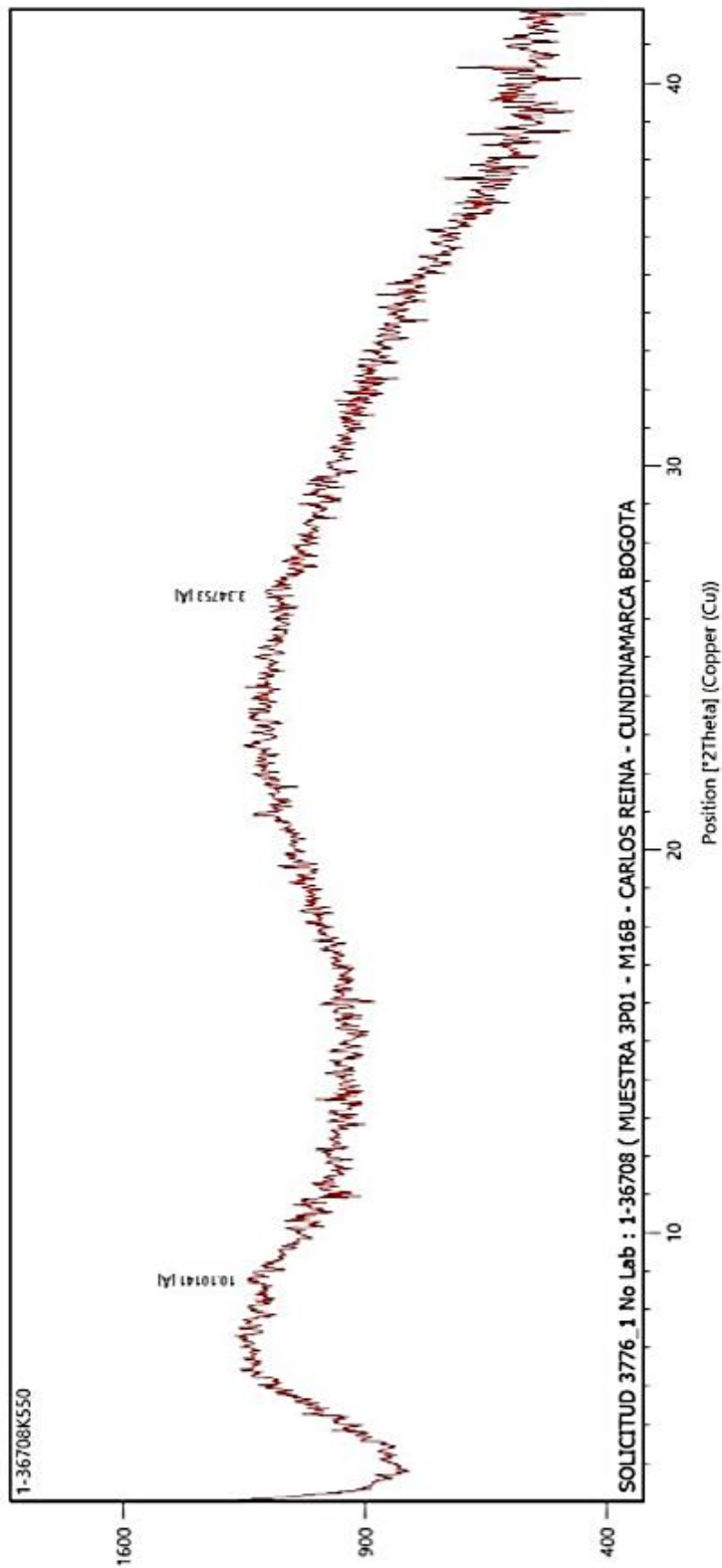


Figura A-12: Difractograma para la muestra IEI 1-16B, tratamiento K luego de quema

B. Anexo: Ensayos de consolidación unidimensional

Figura B-1: Curvas de consolidación para el material IEI 1-7A reconstituido. CMO: 11 %.

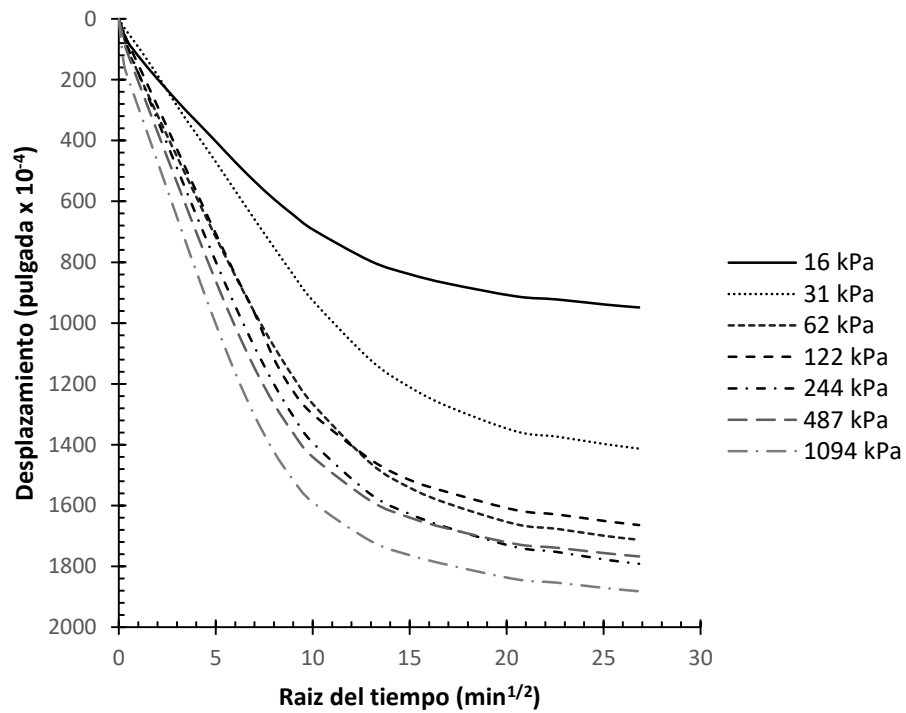


Figura B-2: Curvas de consolidación para el material IEI 3-12A reconstituido.
CMO: 6 %.

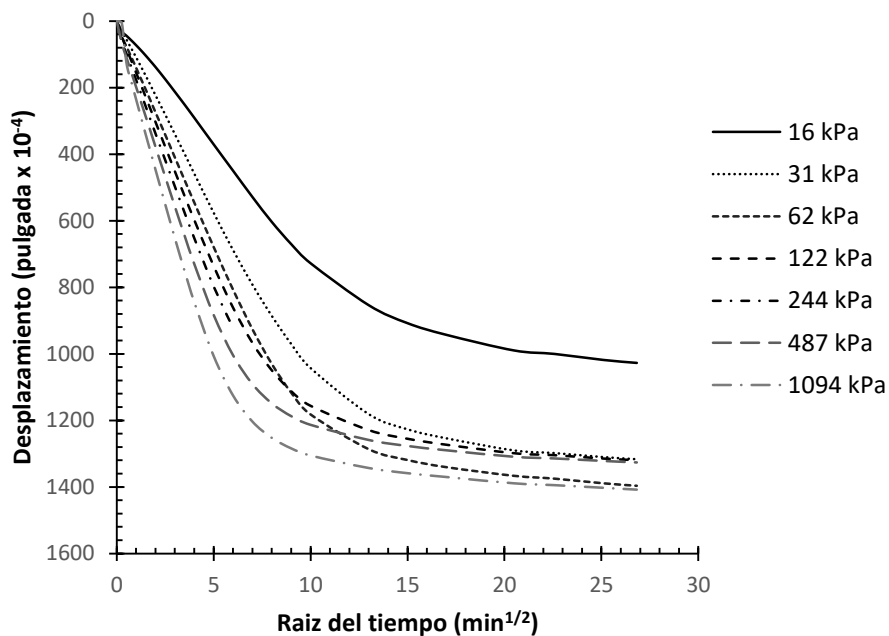


Figura B-3: Curvas de consolidación para el material IEI 1-16B reconstituido.
CMO: 86 %.

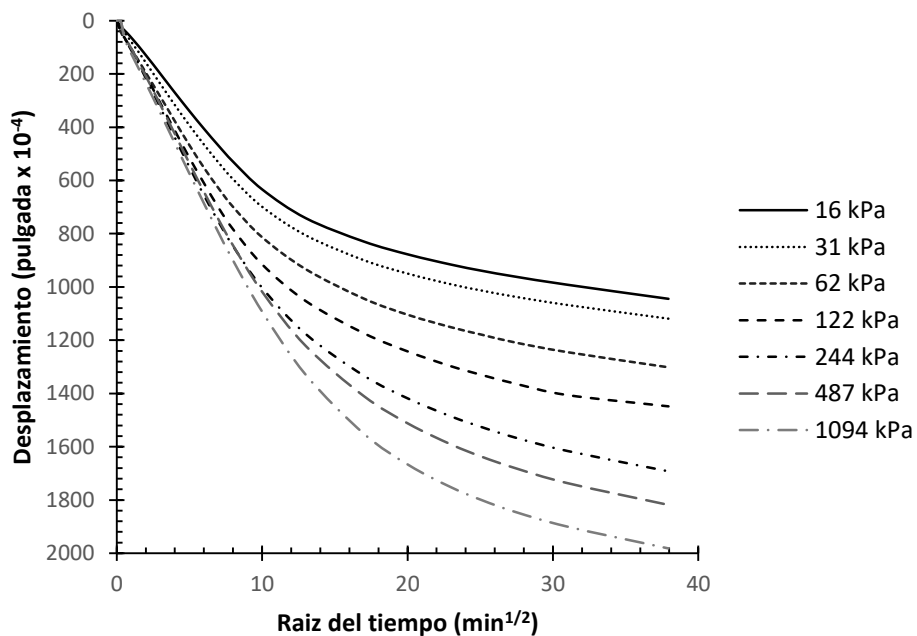


Figura B-4: Curvas de consolidación para el material IEI 1-7A inalterado. CMO: 11 %.

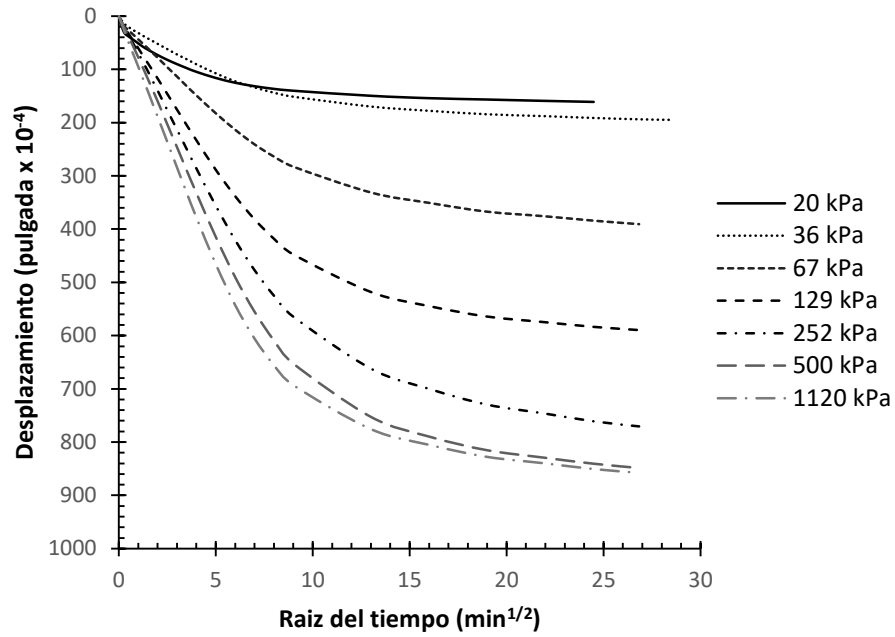


Figura B-5: Curvas de consolidación para el material IEI 3-12A inalterado. CMO: 6 %.

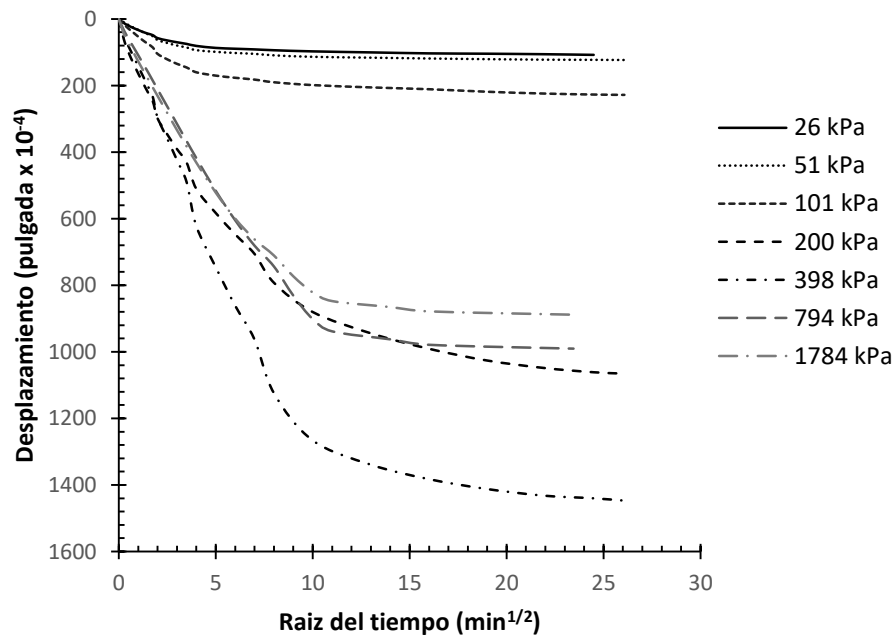


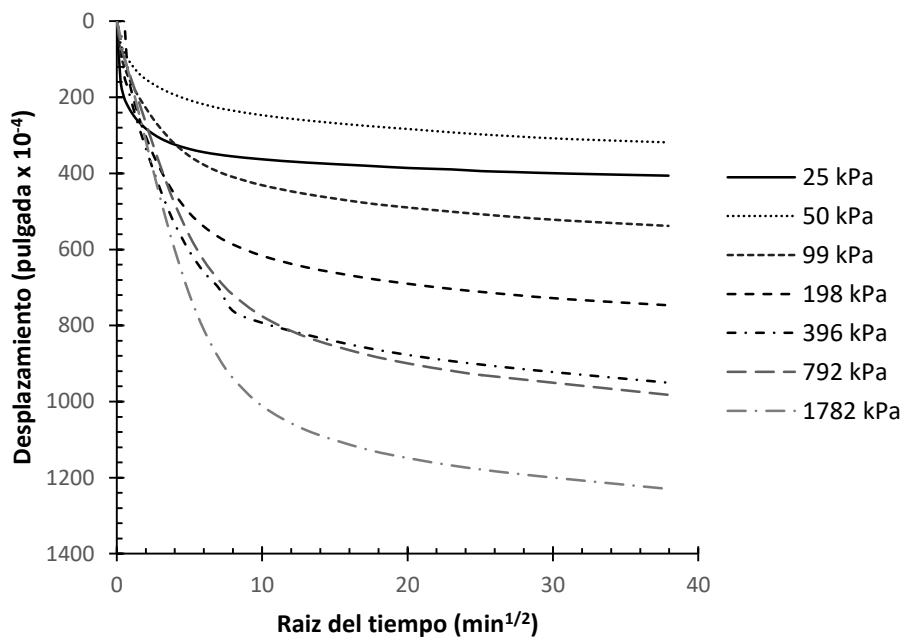
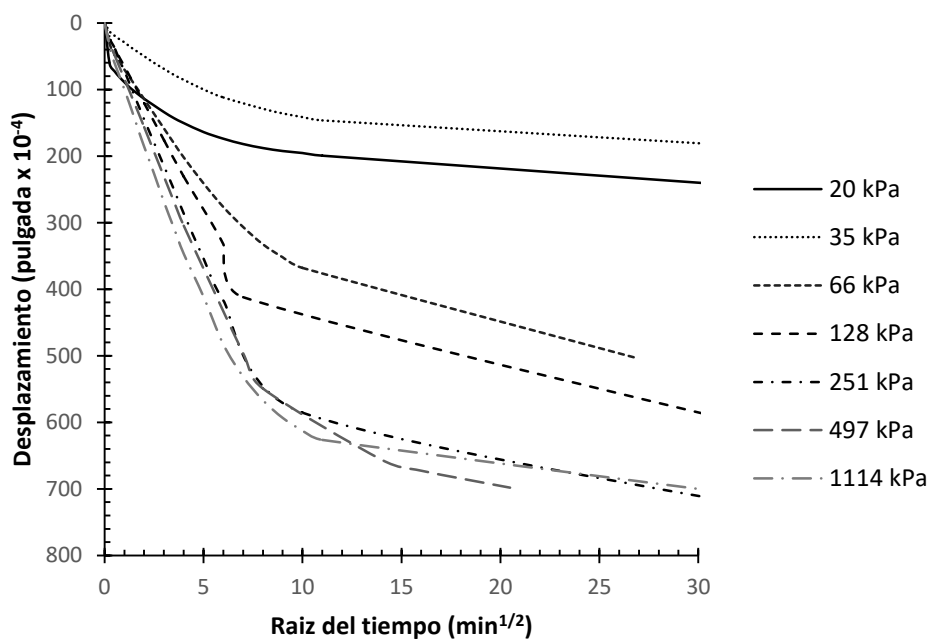
Figura B-6: Curvas de consolidación para el material IEI 1-16B inalterado. CMO: 86 %.**Figura B-7:** Curvas de consolidación para el material SGC 1-6B inalterado. CMO: 11 %.

Figura B-8: Curvas de consolidación para el material SGC 1-9B inalterado. CMO: 10 %.

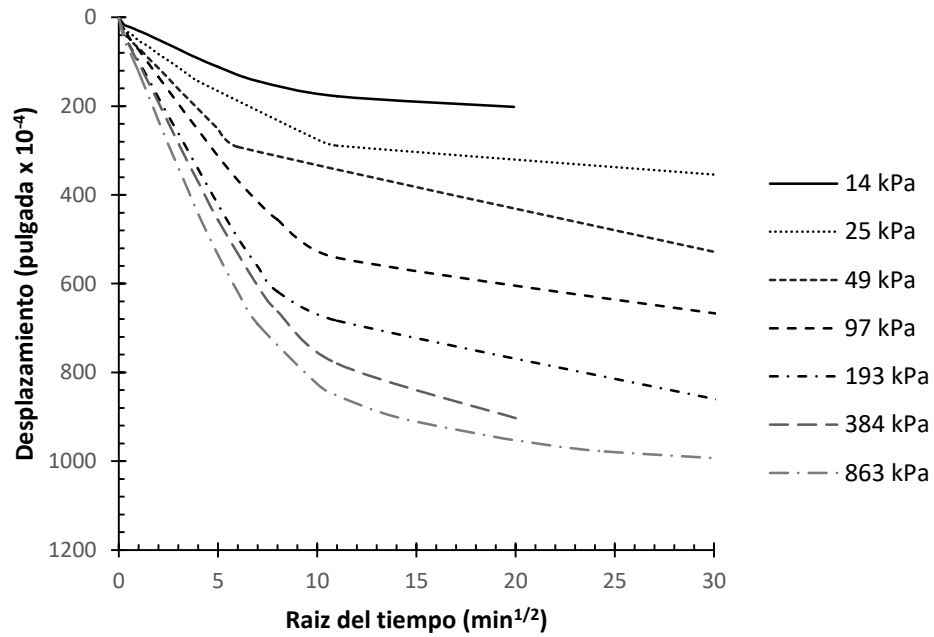


Figura B-9: Curvas de consolidación para el material SGC 1-13B inalterado. CMO: 10 %.

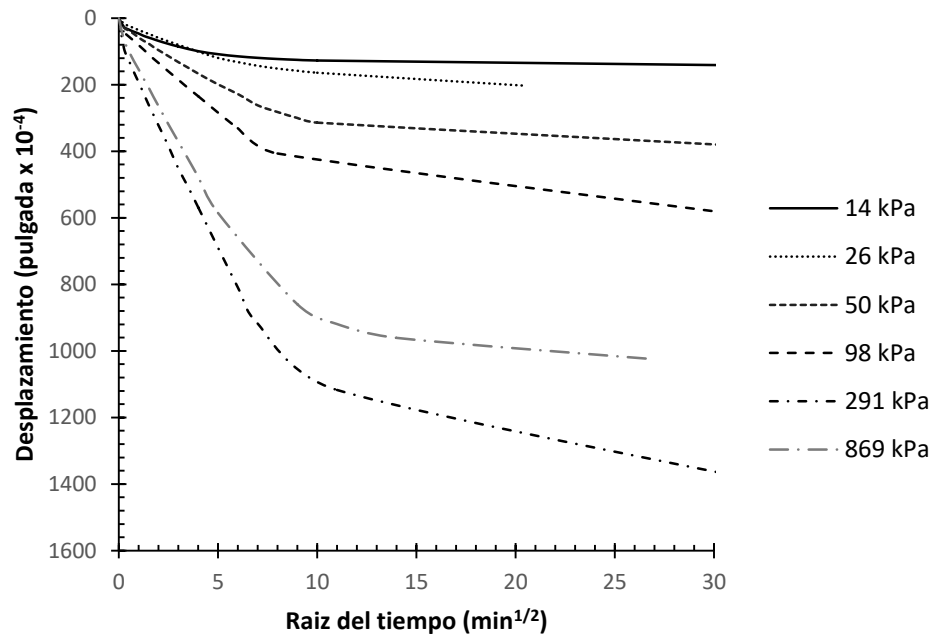


Figura B-10: Curvas de consolidación para el material SGC 1-15C inalterado.
CMO: 75 %.

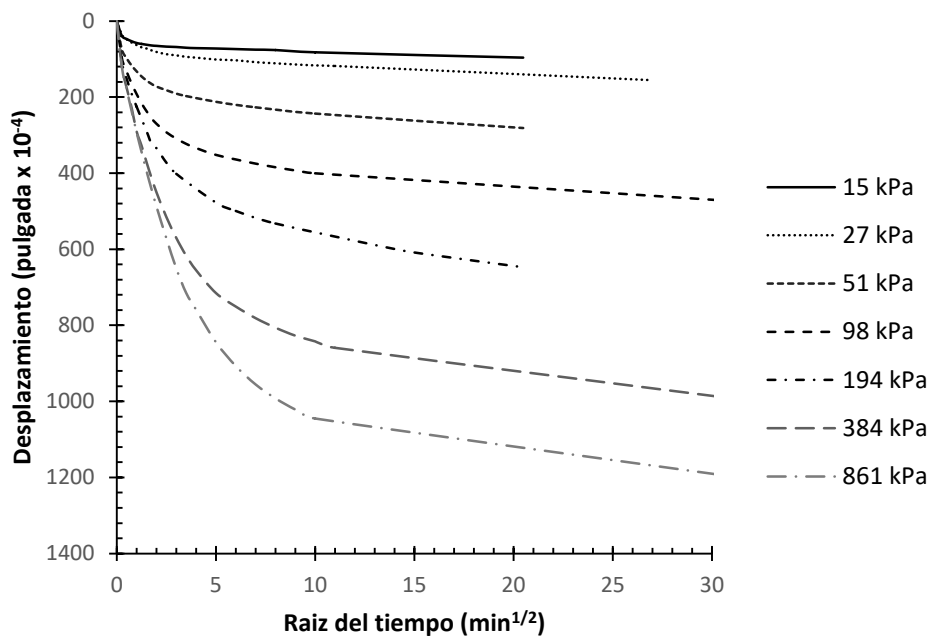


Figura B-11: Curvas de consolidación para el material SGC 1-19B inalterado.
CMO: 9 %.

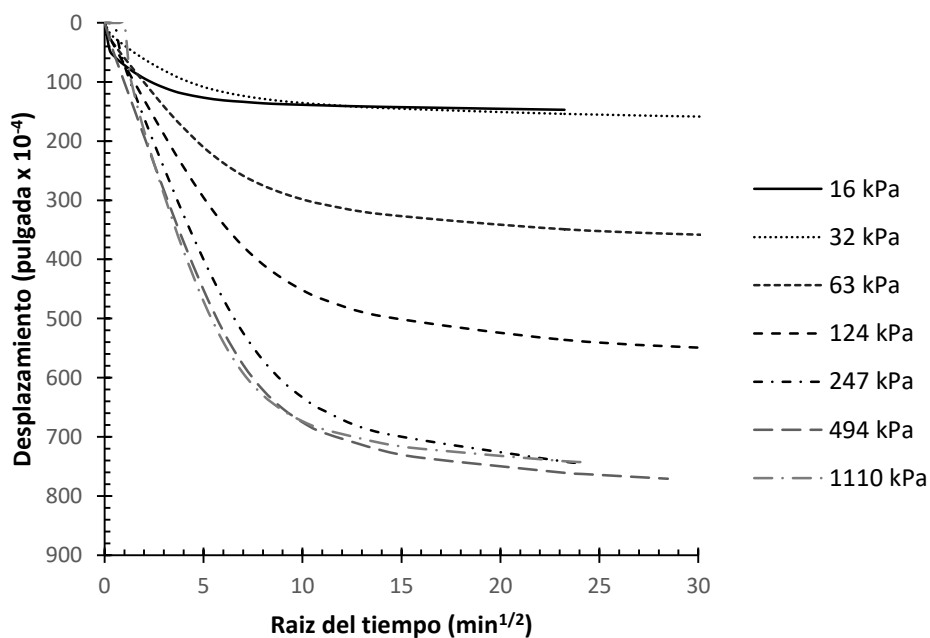


Figura B-12: Curvas de consolidación para el material SGC 1-20C inalterado. CMO: 45 %.

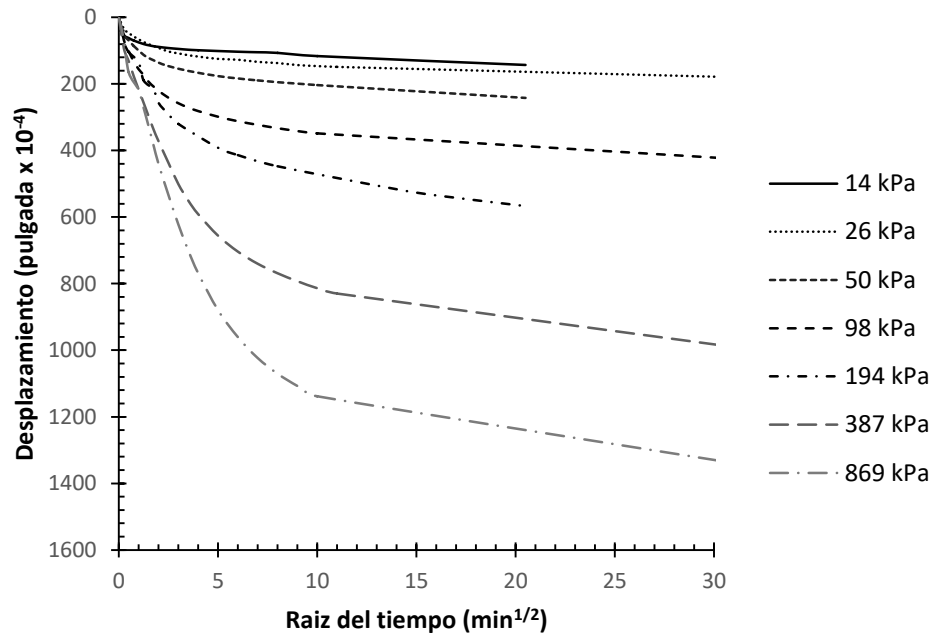


Figura B-13: Curvas de consolidación para el material SGC 1-23B inalterado. CMO: 3 %.

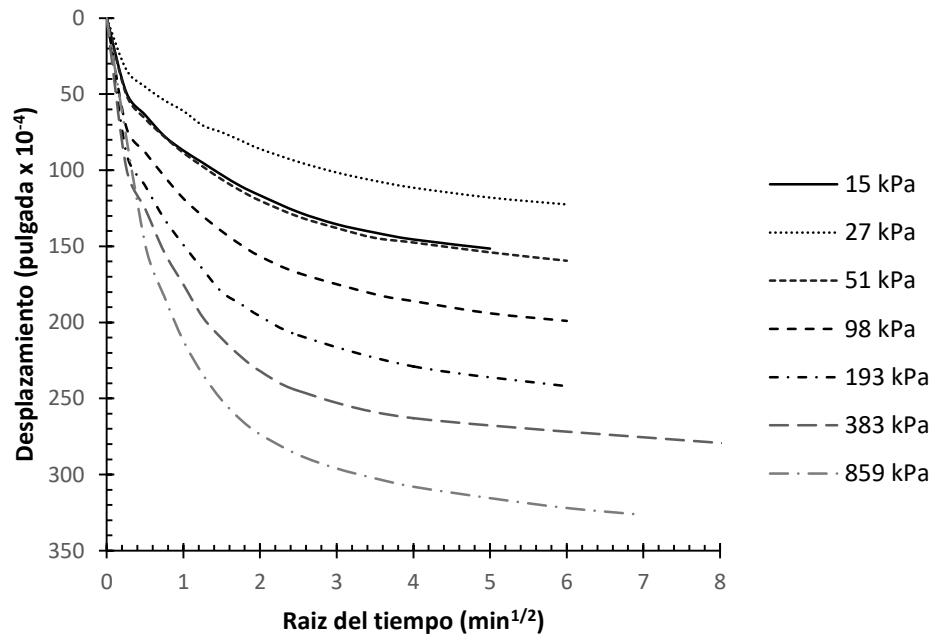


Figura B-14: Curvas de consolidación para el material SGC 2-5B inalterado.
CMO: 11 %.

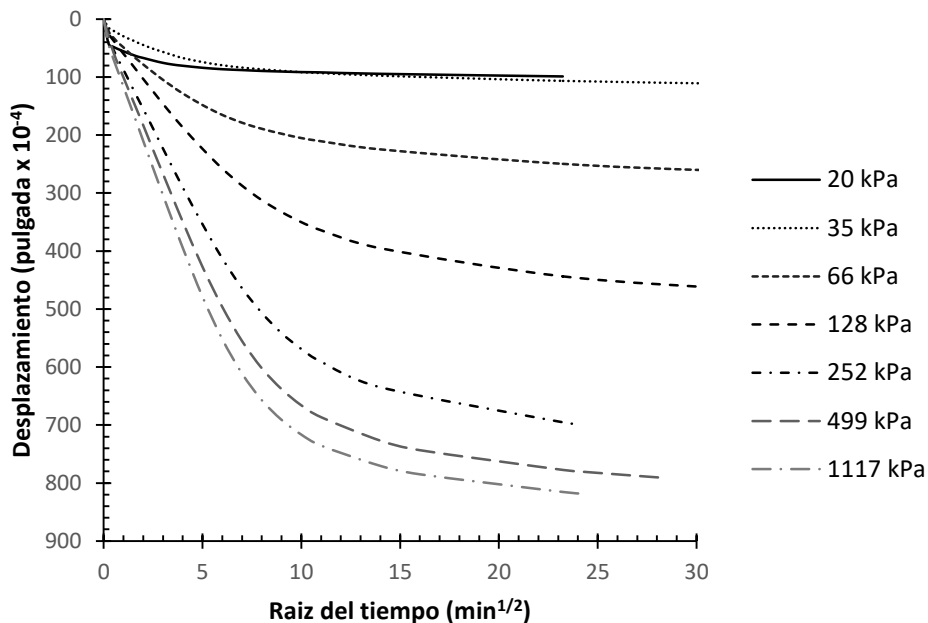


Figura B-15: Curvas de consolidación para el material SGC 2-11B inalterado.
CMO: 16 %.

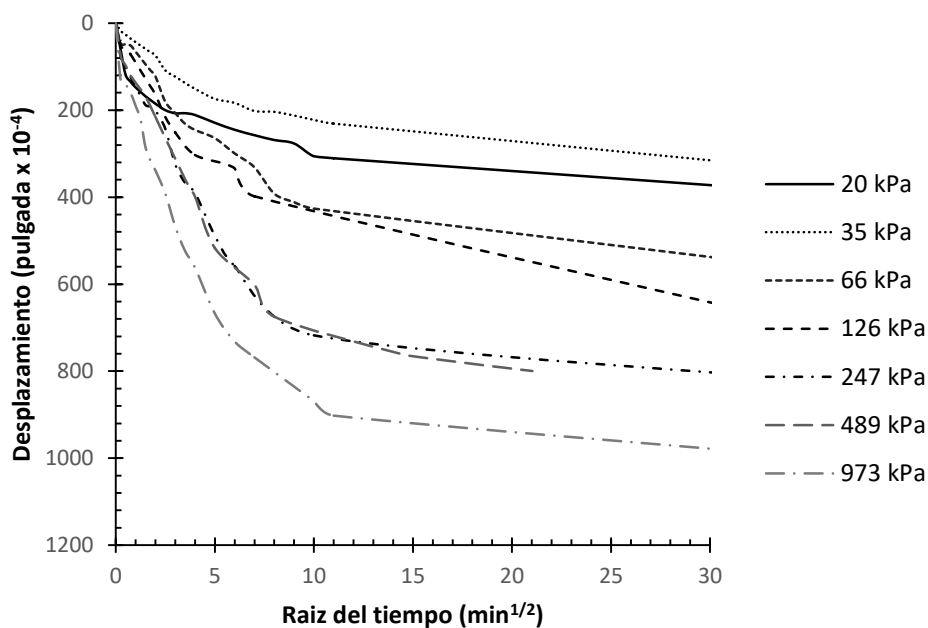


Figura B-16: Curvas de consolidación para el material SGC 2-17B inalterado.
CMO: 9 %.

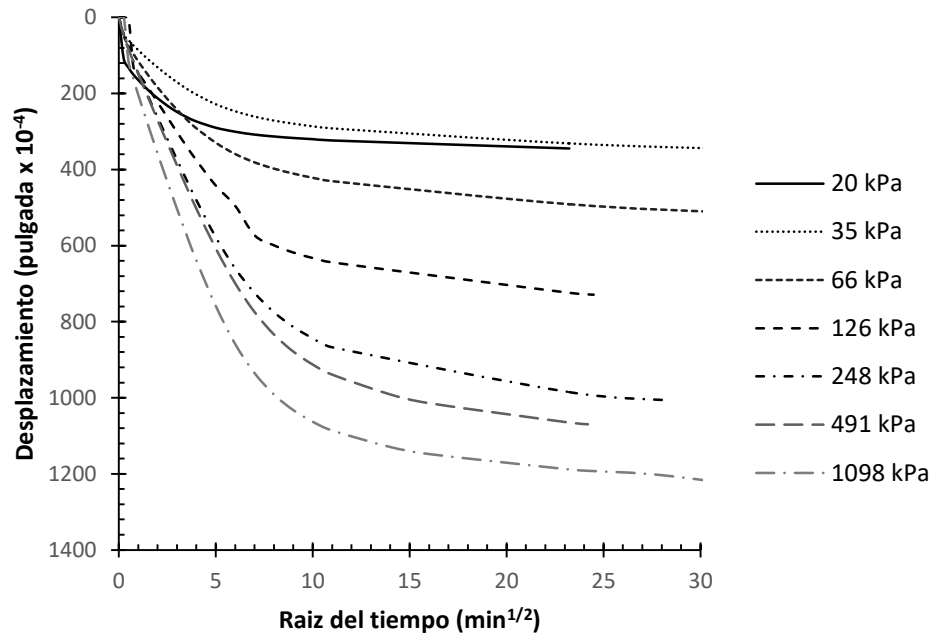


Figura B-17: Curvas de consolidación para el material SGC 2-21B inalterado.
CMO: 20 %.

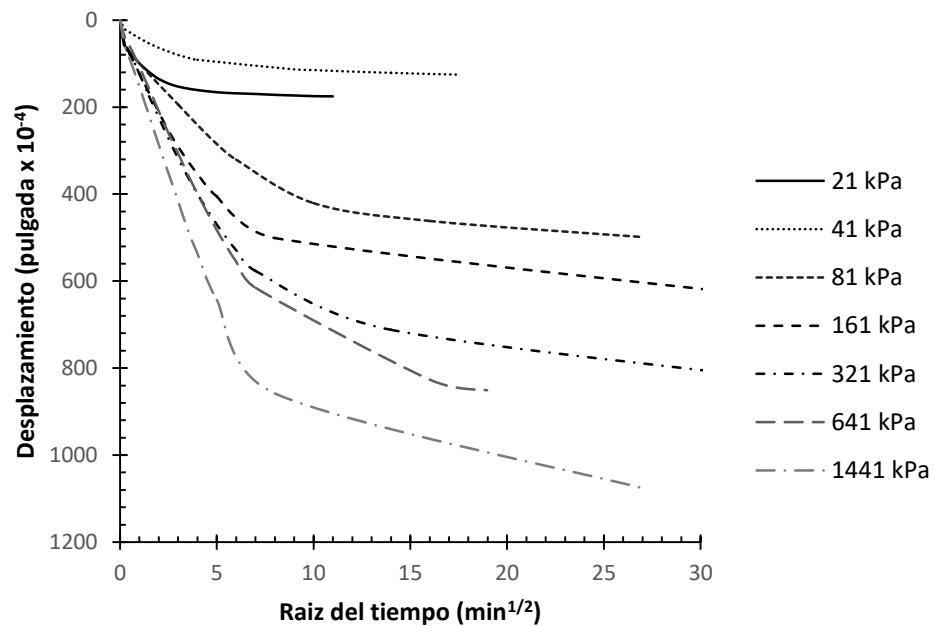


Figura B-18: Curvas de consolidación para el material SGC 2-22C inalterado. CMO: 3 %.

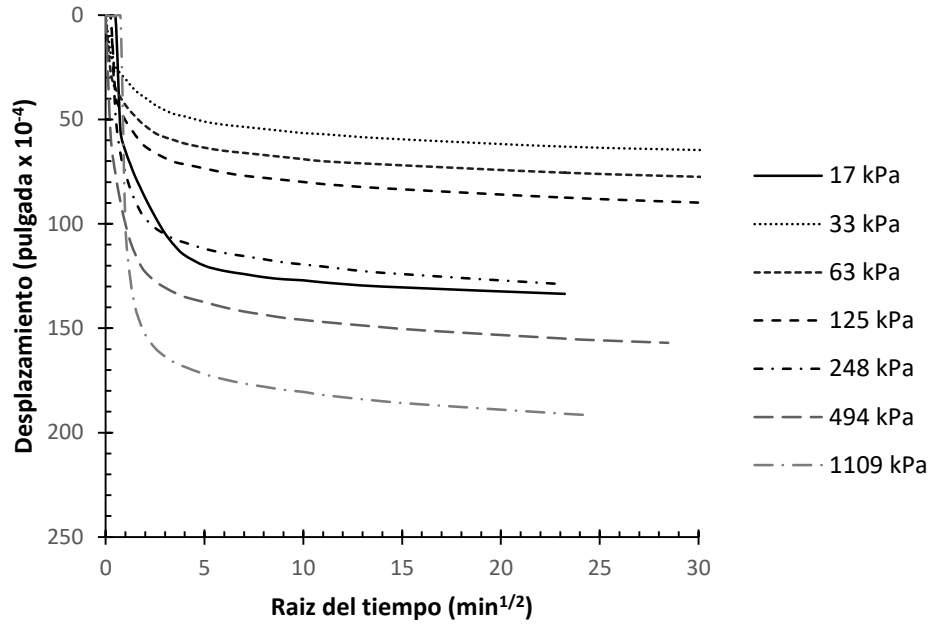


Figura B-19: Curvas de consolidación para el material SGC 2-24A inalterado. CMO: 1 %.

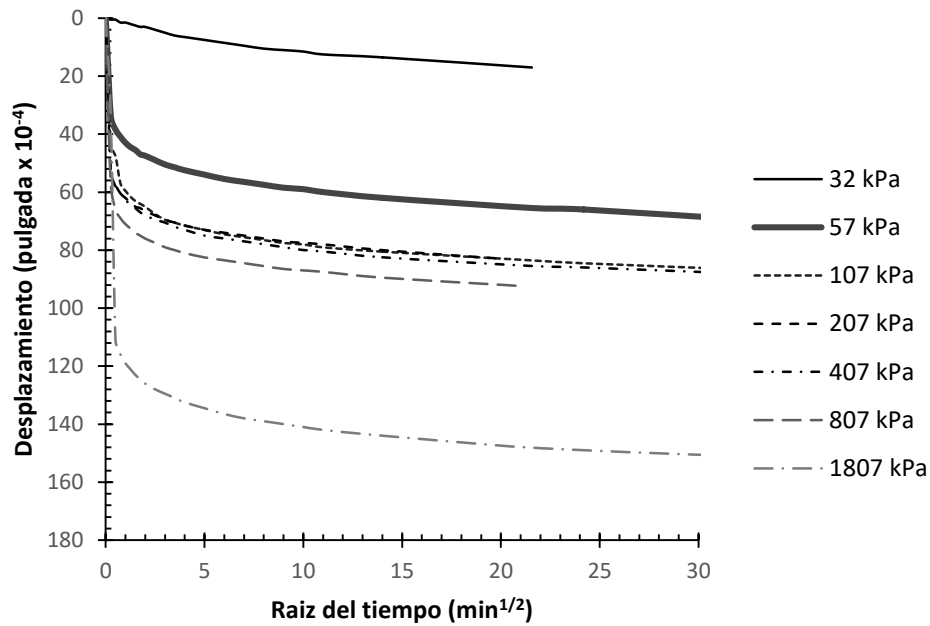


Figura B-20: Curvas de consolidación para el material SGC 3-26 inalterado. CMO: 5 %.

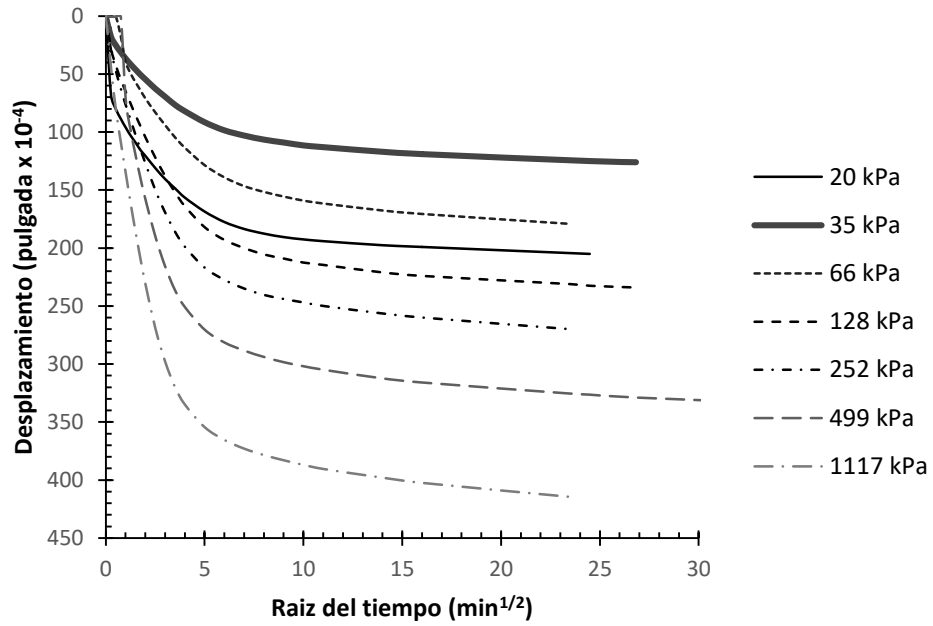


Figura B-21: Curvas de consolidación para el material SGC 3-27B inalterado. CMO: 6 %.

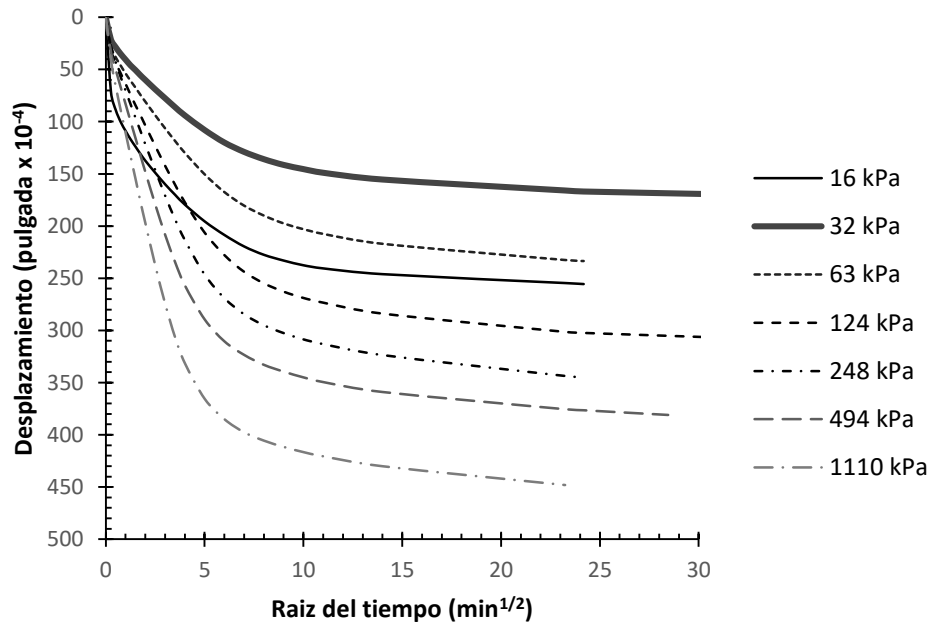


Figura B-22: Curvas de consolidación para el material SGC 3-30B inalterado.
CMO: 7 %.

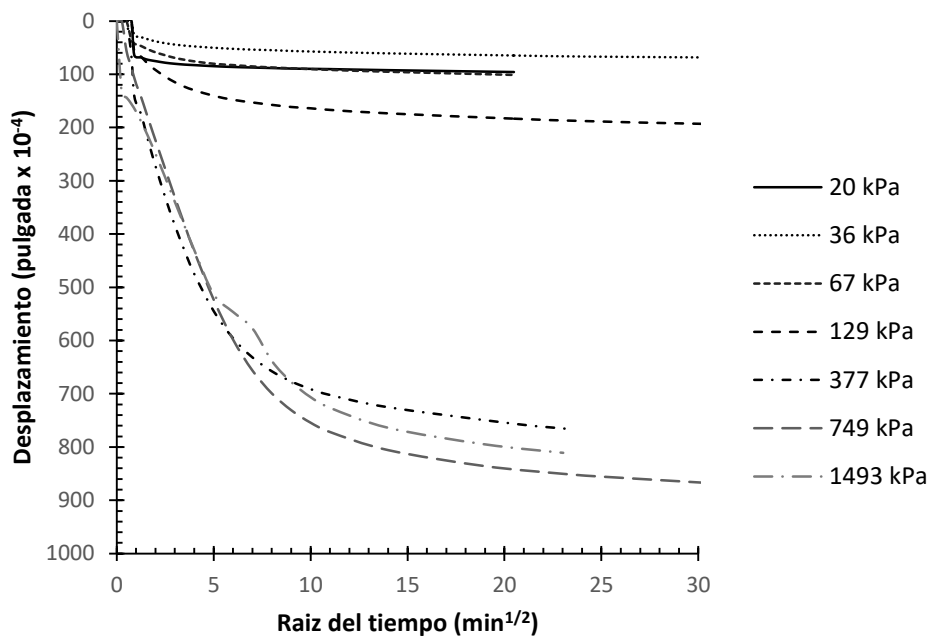


Figura B-23: Curvas de consolidación para el material SGC 3-40B inalterado.
CMO: 2 %.

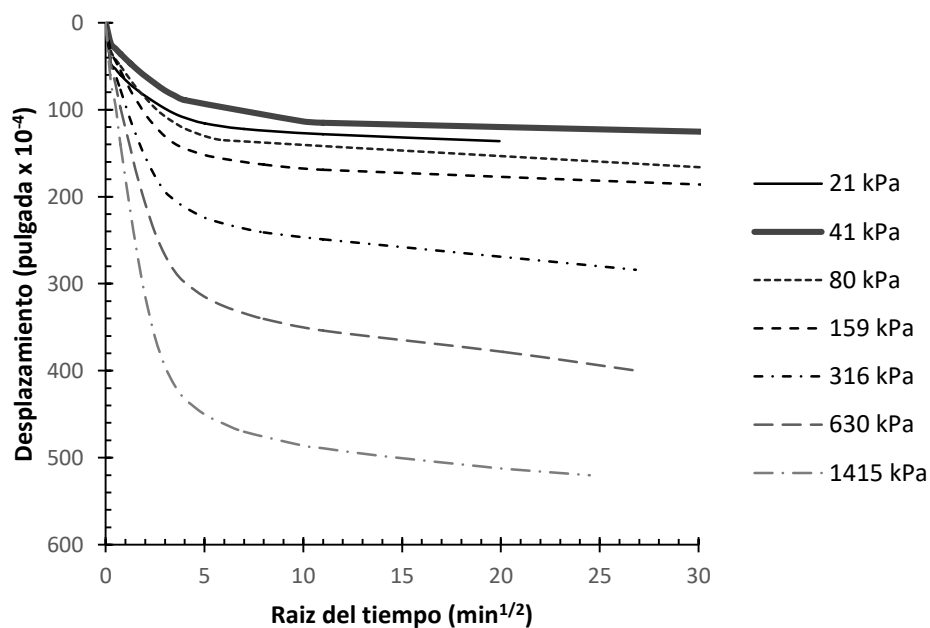


Figura B-24: Curvas de consolidación para el material SGC 4-7C inalterado. CMO: 14 %.

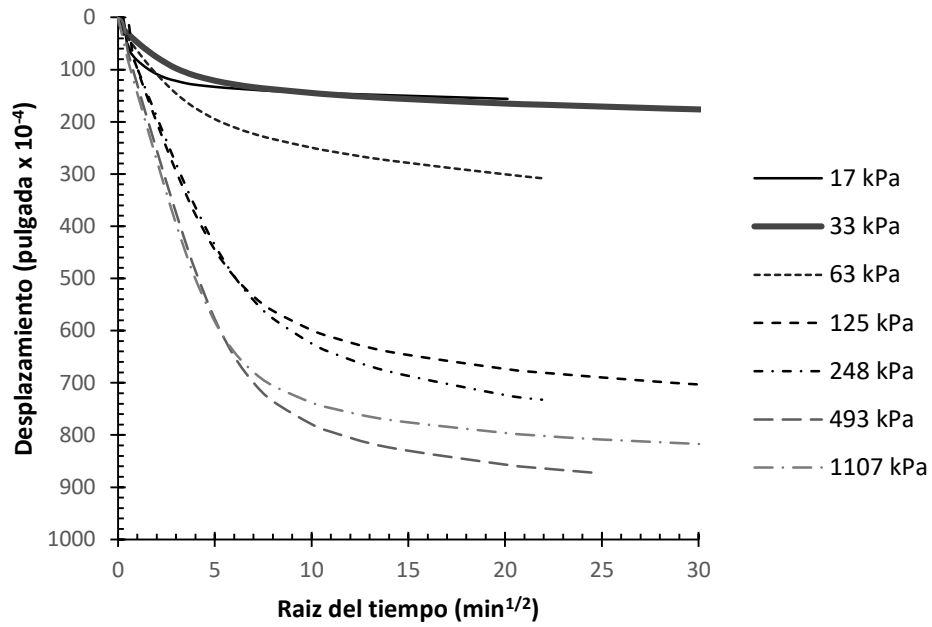
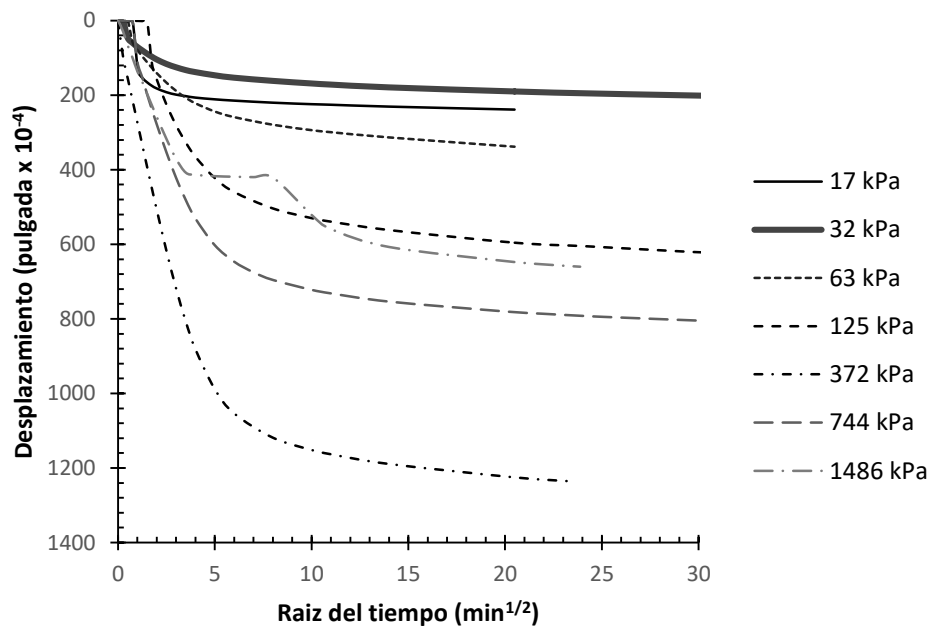


Figura B-25: Curvas de consolidación para el material SGC 5-10B inalterado. CMO: 15 %



Bibliografía

- Al-Khafaji, A. W. N., & Andersland, O. B. (1981). Compressibility and strength of decomposing fibre-clay soils. *Géotechnique*, 31(4), 497–508. <https://doi.org/10.1680/geot.1981.31.4.497>
- Al-Shamrani, M. A. (2005). Applying the hyperbolic method and Ca/Cc concept for settlement prediction of complex organic-rich soil formations. *Engineering Geology*, 77(1–2), 17–34. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.07.004>
- Alonso, E., Batle, F., Gens, A., & Lloret, A. (1988). Consolidation analysis of partially saturated soils - Application of earthdam construction. *Numerical Methods in Geomechanics*, 1303–1308.
- Alonso, E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405–430. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.405>
- Ávila, G. E. (2004). *Estudio de la retracción y el agrietamiento de arcillas. Aplicación a la arcilla de Bogotá*. Universitat Politècnica de Catalunya. Recuperado de <https://www.tesisenred.net/handle/10803/6233#page=1>
- Balasubramaniam, A. S., & Brenner, R. P. (1981). Consolidation and Settlement of Soft Clay. En E. W. Brand & R. P. Brenner (Eds.), *Soft Clay Engineering* (pp. 481–566). Amsterdam: Elsevier.
- Barden, L. (1968). Primary and secondary consolidation of clay and peat. *Géotechnique*, 18, 1–24.
- Bell, F. G. (1992). Organic soils: peat. En *Engineering Properties of Soils and Rocks* (3a ed., pp. 147–168). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-7506-0489-5.50009-3>
- Betancourt, F. (1996). *Diagrama de estado para una arcilla típica de la sabana de Bogotá*. (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.
- Biot, M. A. (1941). General Theory of Three Dimensional Consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12, 155–164. <https://doi.org/10.1063/1.1712886>
- Bjerrum, L. (1967). Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings. *Géotechnique*, 17(2), 83–118.

- <https://doi.org/10.1680/geot.1967.17.2.83>
- Blewett, J., Mccarter, W. J., Chrisp, T. M., & Starrs, G. (2001). Monitoring sedimentation of a clay slurry. *Géotechnique*, 51(8), 723–728.
- Blommaert, P. J., The, P., Heemstra, J., & Termaat, R. J. (2000). Determination of Effective Stresses and the Compressibility of Soil Using Different Codes of Practice and Soil Models in Finite Element Codes. En T. B. Edil & P. J. Fox (Eds.), *Geotechnics of High Water Content Materials* (STP 1374-E, pp. 48–63). ASTM. <https://doi.org/https://doi.org/10.1520/STP14358S>
- Bronswijk, J. J. B. (1988). Modeling of water balance, cracking and subsidence of Clay Soils. *Journal of Hydrology*, 97(3–4), 199–212. [https://doi.org/10.1016/0022-1694\(88\)90115-1](https://doi.org/10.1016/0022-1694(88)90115-1)
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations* (3a ed.). John Wiley & Sons, Inc.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 329–378. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329>
- Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on $e - \log p'$). *Géotechnique*, 29(4), 469–480. <https://doi.org/10.1680/geot.1979.29.4.469>
- Caicedo, B., Mendoza, C., López, F., & Lizcano, A. (2018). Behavior of diatomaceous soil in lacustrine deposits of Bogotá, Colombia. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(2), 367–379. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.10.005>
- Casagrande, A., & Fadum, R. E. (1940). *Notes on soil testing for engineering purposes*. Cambridge, Mass: Harvard University, Graduate School of Engineering.
- Craig, R. F. (2004). *Craig's Soil Mechanics* (7a ed.). Londres: Taylor & Francis Group.
- Crawford, C. (1965). The Resistance of Soil Structure to Consolidation. *Canadian Geotechnical Journal*, 2(2), 90–97. <https://doi.org/10.1139/t65-010>
- CRC. (2010). *Plan Regional de competitividad. Bogotá y Cundinamarca 2010-2019*. Bogotá D.C.: Cámara de Comercio de Bogotá. Recuperado de <http://www.sdp.gov.co/sites/default/files/pa002-3planregionalcompetitividad.pdf>
- Croney, D. (1952). The Movement and Distribution of Water in Soils. *Géotechnique*, 3(1), 1–16. <https://doi.org/10.1680/geot.1952.3.1.1>
- Den Haan, E. J. (1994). *Vertical Compression of Soils*. (Tesis doctoral). Technische Universiteit Delft. Recuperado de <http://resolver.tudelft.nl/uuid:b8dc88e0-f400-4d86->

- 9a2e-4e00b68d0472
- Den Haan, E. J. (1996). A compression model for non-brittle soft clays and peat. *Géotechnique*, 46(1), 1–16. <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.1.1>
- Dueñas, J. H. (1980). Palinología de los sedimentos pliocenicos y cuaternarios de la sabana de Bogotá. *Boletim IG*, 11, 168–180. <https://doi.org/10.11606/issn.2316-8978.v11i0p168-180>
- Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 13, 261–276. <https://doi.org/10.1139/t76-029>
- Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 521–532. <https://doi.org/10.1139/t94-061>
- Galaviz-González, R., Horta, J., Rojas, E., de la Luz Pérez-Rea, M., & Robles-Sotelo, J. (2016). Predicting the volumetric variation due to changes in suction, applied stress and swelling pressure. En *3rd European Conference on Unsaturated Soils – “E-UNSAT 2016”* (p. 6). <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160914022>
- Gao, Y., Zhu, H., & Yang, X. (2006). Application of a Relationship between Ca and OCR* in 1-D Compression Analysis for Clays. *Soil and Rock Behavior and Modeling*, 42–47. [https://doi.org/10.1061/40862\(194\)4](https://doi.org/10.1061/40862(194)4)
- Gebhardt, S., Fleige, H., & Horn, R. (2012). Anisotropic shrinkage of mineral and organic soils and its impact on soil hydraulic properties. *Soil and Tillage Research*, 125, 96–104. <https://doi.org/10.1016/j.still.2012.06.017>
- Gitirana, G. de F. N., & Fredlund, D. G. (2004). Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(2), 209–212. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:2\(209\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:2(209))
- Glaeser, E. (2003). *Reinventing Boston: 1640-2003*. Nber Working Paper Series. Cambridge, MA. <https://doi.org/10.3386/w10166>
- Green, W. J. (1969). *The influence of several factors on the rate of secondary compression of soil*. (Master Theses). University of Missouri - Rolla.
- Helmens, K. F., & van der Hammen, T. (1994). The Pliocene and Quaternary of the high plain of Bogotá (Colombia): A history of tectonic uplift, basin development and climatic change. *Quaternary International*, 21, 41–61. [https://doi.org/10.1016/1040-6182\(94\)90020-5](https://doi.org/10.1016/1040-6182(94)90020-5)

- Hight, D. W., Bond, A. J., & Legget, J. D. (1992). Characterization of the Bothkennar clay: an overview. *Géotechnique*, 42(2), 303–347. <https://doi.org/10.1680/geot.1992.42.2.303>
- Hobbs, N. B. (1986). Mire morphology and the properties and behaviour of some British and foreign peats. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 19, 7–80. <https://doi.org/10.1144/GSL.QJEG.1986.019.01.02>
- Huat, B. B. K. (2006). Deformation and Shear Strength Characteristics of Some Tropical Peat and Organic Soils. *Pertanika J. Sci & Technol.*, 14(1&2), 61–74.
- Huat, B. B. K., Kazemian, S., Prasad, A., & Barghchi, M. (2011). State of an art review of peat: General perspective. *International Journal of the Physical Sciences*, 6(8), 1988–1996. Recuperado de <http://www.academicjournals.org/IJPS>
- Jamiolkowski, M., Laad, C. C., Germaine, J. T., & Lancellotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. *11th ICSMFE*, 1, 57–153.
- Jennings, J. E. B., & Burland, J. B. (1962). Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils. *Géotechnique*, 12(2), 125–144. <https://doi.org/10.1680/geot.1962.12.2.125>
- Jommi, C., & Della Vecchia, G. (2016). Fabric and clay activity in soil water retention behaviour. *3rd European Conference on Unsaturated Soils – “E-UNSAT 2016”*, 9, 11. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160904002>
- Kazemian, S., Huat, B. K., Prasad, A., & Barghchi, M. (2011). A state of art review of peat: Geotechnical engineering perspective. *International Journal of Physical Sciences*, 6(8), 1974–1981. <https://doi.org/10.5897/IJPS11.396>
- Kennedy, G. W., & Price, J. S. (2005). A conceptual model of volume-change controls on the hydrology of cutover peats. *Journal of Hydrology*, 302(1–4), 13–27. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.06.024>
- Konrad, J.-M., & Ayad, R. (1997). A idealized framework for the analysis of cohesive soils undergoing desiccation. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(4), 477–488. <https://doi.org/10.1139/t97-015>
- Ladd, C. C. (1973). *Settlement analysis for cohesive soil. Research Report R71-2, No 272*. Department of Civil Engineering. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Landva, A. O., & Pheeney, P. E. (1980). Peat fabric and structure. *Canadian*

- Geotechnical Journal*, 17(3), 416–435. <https://doi.org/10.1139/t80-048>
- Lazarus, D. (2018). Briefing: Engineering history and heritage of the twentieth century. *Engineering History and Heritage*, 171(1), 4–7. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/jenhh.17.00019>
- Leroueil, S. (1996). Compressibility of clays: fundamental and practical aspects. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 534–543. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:7\(534\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:7(534))
- Leroueil, S., & Hight, D. W. (2003). Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, (1), 29–254.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., & Bouchard, R. (1985). Stress–strain–strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*, 35(2), 159–180. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.159>
- Leroueil, S., Tavenas, F., & Locat, J. (1985). Discussion: Correlations between index tests and the properties of remoulded clays. *Géotechnique*, 35(2), 223–229. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.223>
- Leroueil, S., & Vaughan, P. R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*, 40(3), 467–488. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.467>
- Liu, M. D., & Carter, J. P. (2000). Modelling the destructuring of soils during virgin compression. *Géotechnique*, 50(4), 479–483. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.4.479>
- Lo, K. Y. (1961). Secondary Compression of Clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 87(4), 61–88.
- Lobo-Guerrero, A. (1996). Excursión Geológica por la Sabana de Bogotá. En *VII Congreso Colombiano de Geología* (p. 26).
- Lu, N., & Likos, W. J. (2004). *Unsaturated Soil Mechanics*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Mesri, G. (2003). Primary Compression and Secondary Compression. *Soil Behavior and Soft Ground Construction*, 119, 122–166. [https://doi.org/10.1061/40659\(2003\)5](https://doi.org/10.1061/40659(2003)5)
- Mesri, G., & Castro, A. (1987). Ca/Cc concept and K₀ during Secondary Compression. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(3), 230–247. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1987\)113:3\(230\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:3(230))
- Mesri, G., & Choi, Y. K. (1985a). Settlement analysis of embankments on soft clays.

- Journal of Geotechnical Engineering*, 111(4), 441–164.
[https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:4\(441\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:4(441))
- Mesri, G., & Choi, Y. K. (1985b). The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. En *Proceedings of the 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 2, pp. 587–590). San Francisco: CRC Press.
- Mesri, G., & Godlewski, P. M. (1977). Time and stress-compressibility interrelationship. *ASCE J Geotech Eng Div*, 103(5), 417–430.
- Mesri, G., & Vardhanabhuti, B. (2005). Secondary Compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(3), 398–401.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:3\(398\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:3(398))
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (Third Edit). Honoken, New Jersey: John Wiley & Sons.
- Montoya, D. M., & Torres, G. A. (2005). *Geología de la sabana de bogotá*. Subdirección De Geología Básica. Bogotá D.C. Recuperado de http://choconta.files.wordpress.com/2007/12/informe_geologia_sabana_bta.pdf
- Moya, J., & Rodríguez, J. (1987). El subsuelo de Bogotá y los Problemas de Cimentaciones. En *VIII Congreso Panamericano sobre mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*. Cartagena de Indias.
- Müthing, N. S. (2017). *On the consolidation behaviour of fine-grained soils under cyclic loading*. Ruhr-Universität Bochum.
- Naciones Unidas. (2018). World Urbanization Prospects: the 2018 revision.
- Nash, D. F. T., Sills, G. C., & Davison, L. R. (1992). One-dimensional consolidation testing of soft clay from Bothkennar. *Géotechnique*, 42(2), 241–256.
<https://doi.org/10.1680/geot.1992.42.2.241>
- O’Kelly, B. C. (2015). Atterberg limits are not appropriate for peat soils. *Geotechnical Research*, 2(3), 123–134. <https://doi.org/10.1680/jgere.15.00007>
- Perrin, J. (1974). Classification des sols organiques. *Bulletin De Liaison Des Laboratoires Des Ponts Et Chaussées*, 39–47.
- Pineda, J. A. (2003). *Investigación experimental sobre el comportamiento volumétrico de una arcilla de la Sabana de Bogotá en procesos de secado*. Universidad Nacional de Colombia.
- Pineda, J. A., & Colmenares, J. E. (2007). Influencia de la desecación en el

- comportamiento volumétrico de la arcilla de Bogotá. En *XIII Congreso Panamericano de Geotecnia*. Isla Margarita, Venezuela. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.1110.0004>
- Radforth, N. W. (35d. C.). Suggested Classification of Muskeg for the Engineer. *Engineering Journal*, 1–12.
- Reina-leal, C. R., Ramírez, C. S., & Colmenares, J. E. (s/f). *Influence of the Organic Matter Content on the soil water retention characteristics of a reconstituted kaolinitic clay*. Accepted for the 7th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils. Nagoya: Japanese Geotechnical Society.
- Rendulic, L. (1936). Porenziffer und Porenwasserdruck in Tonen. *Der Bauingenieur*, 17(51/53), 559–564.
- Rezanezhad, F., Price, J. S., Quinton, W. L., Lennartz, B., Milojevic, T., & Van Cappellen, P. (2016). Structure of peat soils and implications for water storage, flow and solute transport: A review update for geochemists. *Chemical Geology*, 429, 75–84. <https://doi.org/10.1016/j.chemgeo.2016.03.010>
- Rojas, L. (2013). *Estudio de las deformaciones superficiales por cambios de succión y su influencia en los fenómenos de subsidencia en la Ciudad de Bogotá*. Universidad Nacional de Colombia.
- Roscoe, K. H., & Burland, J. B. (1968). *On the generalized stress-strain behavior of “wet” clay*. (J. Heyman & F. A. Leckie, Eds.), *Engineering Plasticity*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Rosone, M., Airò Farulla, C., Ferrari, A., Torta, C., & Celauro, C. (2016). Suction controlled drying and wetting cycle effects on the volumetric behaviour of a lime-treated high plasticity clay. En *3rd European Conference on Unsaturated Soils – “E-UNSAT 2016”* (Vol. 9, p. 6). <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160914020>
- Schiffman, R. L., Ladd, C. C., & Chen, A. T. F. (1966). The Secondary Consolidation of Clay. En J. Kravtchenko (Ed.), *Rheology and Soil Mechanics* (pp. 273–304). Berlin: Springer-Verlag.
- Seyedan, S., & Sołowski, W. T. (2018). A coupled constitutive model for modelling small strain behaviour of soils. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX*, 1, 637–642.
- Sills, G. C. (1975). Some conditions under which Biot’s equations of consolidation reduce to Terzaghi’s equation. *Géotechnique*, 25(1), 129–132. <https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.1.129>

- Skempton, A. W., & Bjerrum, L. (1957). A contribution to the settlement analysis of foundations on Clay. *Géotechnique*, 7(4), 168–178. <https://doi.org/10.1680/geot.1957.7.4.168>
- Skempton, A. W., & Petley, D. J. (1970). Ignition Loss and other Properties of Peats and Clays from Avonmouth, King's Lynn and Cranberry Moss. *Géotechnique*, 20(4), 343–356. <https://doi.org/10.1680/geot.1970.20.4.343>
- Stallebras, S. E., Atkinson, J. H., & Mašin, D. (2007). Manufacture of samples of overconsolidated clay by laboratory sedimentation. *Géotechnique*, 57(2), 249–253. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.2.249>
- Suwanwiwattana, P., Chantawarangul, K., Mairaing, W., & Apaphant, P. (2001). The Development of Geotechnical Database of Bangkok Subsoil Using GRASS-GIS. En *22nd Asian Conference on Remote Sensing* (pp. 5–9). Singapore.
- Taylor, D. W. (1942). *Research on consolidation of clays* (Serial 82). Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Cambridge.
- Terzaghi, K. Von. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- The, B. H. P. A. M., Vermeer, P. A., & Termaat, R. J. (1998). A Viscoplastic Creep Model for the Engineering Practice. En E. Yanagisawa, N. Moroto, & T. Mitachi (Eds.), *Proceedings of the International Symposium on Problematic Soils* (pp. 657–660). Rotterdam, The Netherlands: A.A. Balkema.
- Toll, D. G. (1988). *The behaviour of unsaturated compacted naturally occurring gravel*. (A thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy). Imperial College of Science and Technology, London.
- Toll, D. G. (1995). A conceptual model for the drying and wetting of soil. En E. Alonso & P. Delage (Eds.), *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils*. (Vol. 2, pp. 805–810). Paris, France.
- Torres, V., Vandenberghe, J., & Hooghiemstra, H. (2005). An environmental reconstruction of the sediment infill of the Bogotá basin (Colombia) during the last 3 million years from abiotic and biotic proxies. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*, 226(1–2), 127–148. <https://doi.org/10.1016/j.palaeo.2005.05.005>
- van der Hammen, T. (1986). La sabana de Bogotá y su lago en el Pleniglacial medio. *Caldasia*, 249–262.
- van der Hammen, T., & Hooghiemstra, H. (1997). Chronostratigraphy and correlation of

- the Pliocene and Quaternary of Colombia. *Quaternary International*, 40, 81–91. [https://doi.org/10.1016/S1040-6182\(96\)00064-X](https://doi.org/10.1016/S1040-6182(96)00064-X)
- Vargas, G. (2004). Geomorfología. En *Aspectos Ambientales de la Sabana de Bogotá* (pp. 109–136). Bogotá D.C.: INGEOMINAS.
- Wösten, J. H. M., Ismail, A. B., & van Wijk, A. L. M. (1997). Peat subsidence and its practical implications: a case study in Malaysia. *Geoderma*, 78(1–2), 25–36. [https://doi.org/10.1016/S0016-7061\(97\)00013-X](https://doi.org/10.1016/S0016-7061(97)00013-X)
- Yamaguchi, H., Ohira, Y., & Kogure, K. (1985). Volume change characteristics of undisturbed fibrous peat. *Soils and Foundations*, 25(2), 119–134.
- Yin, J. H. (1999). Non-linear creep of soils in oedometer tests. *Géotechnique*, 49(5), 699–707.
- Yin, J. H., Zhu, J. G., & Graham, J. (2002). A new elastic viscoplastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays: theory and verification. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 157–173.
- Zeng, L. L., Hong, Z. S., Liu, S. Y., & Chen, F. Q. (2012). Variation law and quantitative evaluation of secondary consolidation behavior for remolded clays. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 34(8), 1496–1500.
- Zhang, L., & O’Kelly, B. C. (2014). The principle of effective stress and triaxial compression testing of peat. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 167(1), 40–50.
- Zhu, Q., Wu, Z., Li, Y., Xu, C., Wang, J., & Xia, X. (2014). A modified creep index and its application to viscoplastic modelling of soft clays. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, 15(4), 272–281. <https://doi.org/10.1631/jzus.A1300331>