

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Mecanismos de colapso en cavidades subterráneas

Mónica Fernanda Bedoya Martínez & Félix Hernández Rodríguez
Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola – Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia



RESUMEN

Esta investigación analiza el mecanismo de colapso de una caverna formada por disolución en un suelo dispersivo. Esta investigación se centró en el estudio del potencial de dispersión de los suelos arcillosos encontrados al sur de la Ciudad de Bogotá. Para tal efecto, se realizaron varios ensayos para definir las propiedades físicas, químicas y mineralógicas de esos materiales. Se pudo establecer que estos suelos tienen un potencial de dispersión que varía entre medio y alto. En cuanto a la resistencia, se encontró una fuerte dependencia de la humedad. En condiciones naturales, la humedad es del orden del 4%, y el suelo tiene una alta resistencia y un comportamiento frágil; no obstante, la resistencia decrece dramáticamente con la humedad y se incrementa la ductilidad del suelo. La resistencia disminuyó hasta en un 80% al incrementarse la humedad de un 4 a 6%. Esta es la razón por la cual solo se evaluaron los parámetros de resistencia no drenados. En segunda medida, se predijo la velocidad de avance del frente húmedo utilizando los resultados de los ensayos de cabeza variable y la variabilidad con el tiempo de la humedad en muestras de suelo expuestas a un ambiente controlado con una humedad relativa del 75%. Con base en la hipótesis de que el techo de la cavidad falla debido al humedecimiento progresivo del suelo, y a la consecuente reducción de la resistencia, se propone un modelo aproximado para estimar el tiempo requerido para el colapso del techo. En el modelo, se supone que el techo de la cavidad se comporta como una viga empotrada en sus extremos y cargada con su propio peso. Como consecuencia del proceso de humedecimiento, la base de la viga empieza a ablandarse y a fallar dependiendo de la relación resistencia – humedad y de la velocidad de avance del frente húmedo. De esta manera, en algún momento, la altura de la viga ha disminuido tanto que el momento flector causado por su propio peso igual el momento de fluencia y el techo falla.

ABSTRACT

This investigation deals with the collapse mechanisms of a cavern formed by dissolution, in a dispersive soil. It is centered in the study of the soils located at the South-Eastern side of Bogotá City. Firstly, the dispersion potential of the soils found in this site were evaluated. Several tests were performed in order to define the physical, chemical and mineralogical properties of those materials. It has been found that these soils present medium and high dispersion potential. Regarding strength, it strongly depends on the water content of the soil. In natural conditions the water content of the soils is of the order of 4% and exhibit high strengths and fragile behavior, but strength decreases dramatically with water content and ductility increases. An increase of 4%-6% in water content produces a decrease of about 80% of the strength. For this reason principally, only undrained strength parameters were evaluated in the thesis. Secondly, advance velocity of the moisture front line in the soil was predicted using the results of falling head permeability tests and the variability with time in water content measured in specimens exposed to a controlled environment with a relative humidity of 75%. Based on the supposition that the roof of the cavity collapses due to progressive wetting of soil and the resulting reduction in strength, an approximated model is proposed to estimate the required time for collapse of the roof. In the model, the roof of the cavity is supposed to behave as a beam with fixed supports at both ends. As a consequence of the wetting process, the soil exposed in the base of the beam begins to weak and fail depending on the strength - water content relationship and the advance velocity of the wet front line. In this way, at some elapsed time, the high of the beam reaches a limit in which the bending moment caused by it's own weight reaches the yielding moment and the roof fails.

1 INTRODUCCIÓN

El presente documento compendia los resultados obtenidos en la investigación en torno a los suelos dispersivos y el colapso de cavidades originadas por la disolución de estos suelos.

Este tipo de materiales se identificó durante las visitas de inspección realizadas a las obras de Canalización de la Quebrada Santa Librada, donde se evidenciaron daños en las estructuras de la alameda por efecto de la disolución de los suelos de soporte.

La Quebrada Santa Librada se encuentra ubicada en el Sur Oriente de la Ciudad de Bogotá, en la Localidad de

Usme, en una zona donde se emplazan una serie de obras de gran importancia para la infraestructura del transporte masivo de la Ciudad, como son la Troncal Caracas Sur y el Portal y Patio del Sistema "Transmilenio" en Usme, además de ser una zona densamente poblada.

Este tipo de suelos susceptibles de erosión por disolución es el que se conoce como suelo dispersivo. La dispersión en los suelos está asociada a la mineralogía, capacidad de intercambio catiónico y porcentaje de sodio intercambiable del suelo y se presenta cuando el agua se infiltra a través del suelo.

El objetivo general de esta investigación consistió en diseñar un procedimiento semi-empírico que permita

describir cualitativamente el proceso de crecimiento y colapso de cavidades subsuperficiales generadas a partir del proceso ya mencionado.

Para alcanzarlo, la investigación se dividió en dos partes. La primera se centró en la caracterización mecánica de los materiales. La segunda parte consistió en formular un procedimiento analítico que permita describir el proceso al cual se ven sometidos estos suelos.

2 HIPÓTESIS DE FALLA

Como punto de partida para el desarrollo del presente estudio, se formularon varias hipótesis entre las que se encuentran las siguientes:

- El suelo presente en la zona de estudio es un suelo dispersivo.
- Las propiedades dispersivas del suelo, sumadas a la presencia de agua en reposo o en movimiento, generan un proceso de erosión en el suelo con la pérdida de partículas finas, generándose cavernas subsuperficiales cuyo tamaño aumenta progresivamente hasta que el techo colapsa al ser sobrepasado el esfuerzo resistente.
- La resistencia de estos suelos depende directamente del contenido de humedad del mismo.

La hipótesis de colapso de la cavidad establecida para la presente investigación, se describe a continuación.

El proceso de erosión que afecta este tipo de suelos, induce la formación de cavernas subterráneas cuyo tamaño se incrementa progresivamente y posteriormente se presenta una falla en el techo de la caverna cuando se supera el esfuerzo admisible. El aumento de tamaño de estas cavidades se debe básicamente a la pérdida de cohesión entre las partículas que lo integran, bien sea por acción del agua que fluye dentro de ellas, o por humedecimiento de las mismas debido al vapor de agua que se genera dentro de la caverna en las zonas donde el agua se encuentra apozada.

Cualquiera que sea el caso que se presente, la cavidad se expande aumentando su tamaño, disminuyendo el espesor del techo e e incrementando el ancho de la misma.

Para analizar este caso, se supuso que el techo de la cavidad se asemeja a una viga empotrada en sus extremos, cuyo espesor disminuye a medida que se da el proceso de humedecimiento y “desmoronamiento”. En el momento en el que el espesor de esta “viga” disminuye tanto que el esfuerzo aplicado (peso propio) es mayor que el esfuerzo resistente, se presentará el colapso.

En la figura 1 se presenta de manera esquemática lo que se ha querido explicar en el párrafo anterior. La caverna tiene un ancho inicial I y el techo en esta etapa tiene un espesor e_0 . Pasado un lapso de tiempo, la caverna ha aumentado su tamaño y ahora presenta un ancho L y el techo tiene un espesor e menor que el inicial.

Las dimensiones volumétricas de la caverna se han incrementado también debido a esto.

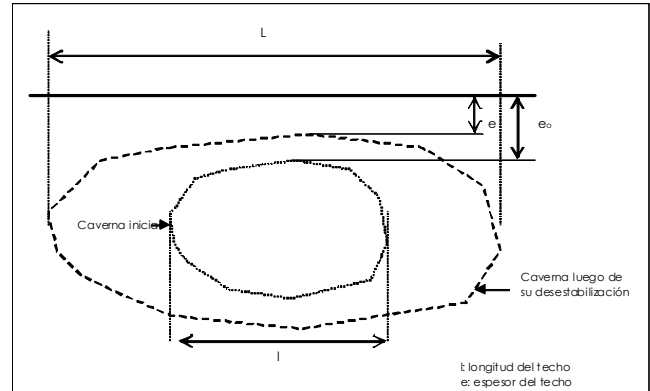


Figura 1 Esquema de la Hipótesis de Falla.

El proceso de “adelgazamiento” de la viga de techo hace que ésta sea más propensa a la flexión y se generen esfuerzos de tracción en la fibra inferior.

En la Figura 2 se observa el esquema explicativo del techo de la caverna asemejado a una viga empotrada en sus extremos. Es posible que cuando la “viga” aún sea gruesa y de pequeña luz, se generen unas grietas de tracción no muy profundas y que la zona en compresión sea aún suficiente para impedir el colapso.

En esas condiciones, que se muestran en la figura 3, es posible que el bloque de suelo ABCD caiga, si el esfuerzo de tracción σ_t requerido para soportar el peso w , es mayor que el esfuerzo tractivo de fluencia.

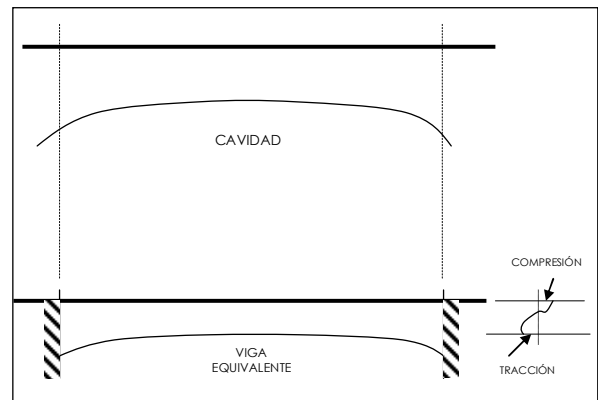


Figura 2 Esquema del Techo de la Caverna, asimilado a Viga Equivalente.

Si la viga equivalente llegase a ser aún más delgada y más larga, por el fenómeno de expansión por disolución del suelo, es posible que la parte de compresión no sea tampoco suficiente, que se presente también falla por corte y que el techo colapse bajo su propio peso.

De acuerdo con la figura 4, primero caería la cuña I, y luego las cuñas II y III. El diámetro del hueco que se formaría en superficie sería D_f .

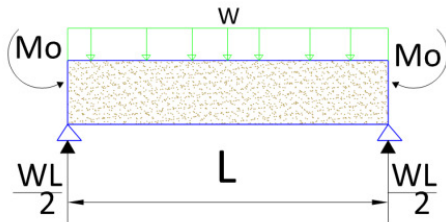
El modelo de colapso busca determinar la velocidad de colapso de una cavidad formada en suelos dispersivos.

Para la formulación del modelo, se ha asumido que el techo de la caverna subterránea se asemeja a una viga empotrada en los dos extremos, de longitud L.

Los empotramientos laterales de la viga corresponden a los puntos fijos de apoyo del techo de la cavidad, que no son otra cosa que las paredes de la misma cavidad.

En la figura No. 3 se presenta un esquema de esta analogía.

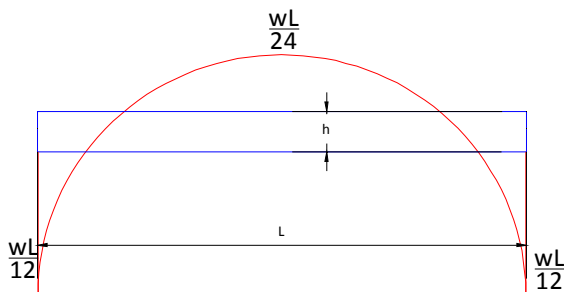
De acuerdo con la figura, w es la carga propia de la viga, uniformemente distribuida en toda la longitud.



Fuente: elaboración propia

Figura 3 Analogía del modelo de colapso a una viga empotrada.

Aplicando la metodología del área momento para resolver el sistema estructural de la figura No. 16 y se encuentran los momentos máximos para cada los extremos y el centro de la luz. En la figura No. 17 se ilustra el diagrama de momentos de la viga doblemente empotrada.



Fuente: elaboración propia

Figura 4 diagrama de momentos viga doblemente empotrada.

De la Figura 4 se deduce que el momento mayor, que puede causar la falla del techo de la cavidad es el que se tiene en los puntos de empotramiento, así que este será el momento de falla del techo de la cavidad.

La falla del techo se presentará cuando se exceda la resistencia a la tracción del material que lo conforma.

La resistencia a la tracción del material se deduce a partir de la envolvente de resistencia obtenida para el material estudiado.

El momento en el que el techo de la cavidad falla está dado por la siguiente expresión

$$Mf = \frac{CuKah^2}{6} = \frac{WL^2}{12} \quad [1]$$

Donde:

Cu es la resistencia no drenada del material, la cual está asociada al contenido de humedad del mismo.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, se estimó el tiempo de colapso para una cavidad de características similares a la encontrada al sur de la ciudad de Bogotá.

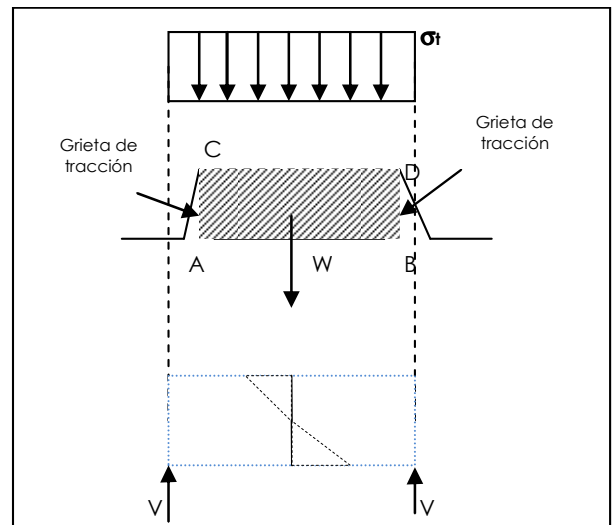


Figura 5 Colapso de la Cavidad Subterránea

Otro mecanismo de falla factible en estas condiciones es de falla por corte en los apoyos, cuando la fuerza V supera la resistencia al cortante de la sección transversal de la viga.

Para el presente estudio, es claro que se presentó antes el proceso de falla por tracción que el de corte. En ese orden de ideas, este fue el mecanismo estudiado a lo largo de la presente investigación.

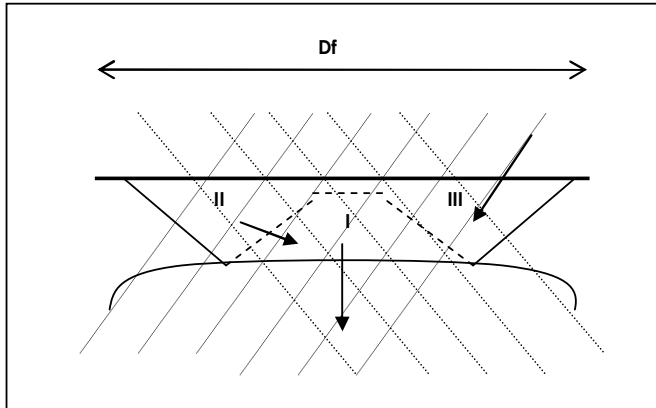


Figura 6 Colapso por Bloques en la Cavidad

Por supuesto que la situación sería más crítica si llegaran a presentarse cargas sobre el terreno.

Como se ha explicado entonces, este proceso de ensanchamiento de la cavidad depende de la velocidad con que la humedad aumenta en el suelo, la forma como ésta se distribuye dentro de él, el tiempo que tarda en generar ese proceso de desmoronamiento del que se ha hablado y por supuesto, el tiempo que se requiere para el colapso de la porción de suelo involucrada.

3 METODOLOGÍA

Ya se ha descrito anteriormente la hipótesis de falla de la cavidad subterránea, ocasionada por el ensanchamiento de la misma debido al proceso de disolución que se presenta al interior del suelo por efecto del humedecimiento con el agua que se acumula dentro de la cavidad o por el vapor de agua generado dentro de la misma.

En ese orden de ideas, se definieron las siguientes actividades a realizar durante la presente investigación:

- Determinación de la Velocidad de Avance del Frente Húngido
- Determinación de la variación de la resistencia con el contenido de humedad del suelo
- Evaluación del potencial dispersivo de los suelos encontrados en el sitio del proyecto.

3.1 Determinación de la Velocidad de Avance del Frente Húngido

Para esto, se diseñó entonces una prueba consistente en colocar una probeta de suelo en condición de humedad natural, dentro de un consolidómetro que permitiera la entrada de agua y el flujo ascendente dentro de la muestra. El Dispositivo se ha llamado Permeámetro Vertical de Cabeza Variable ⁽¹⁶⁾.

3.2 Determinación de la variación de la resistencia con el contenido de humedad del suelo

Los materiales encontrados en el sitio de estudio, cuando se encuentran en condición de humedad natural presentan una alta dureza (contenidos de humedad muy bajos). No obstante, su carácter dispersivo impidió la realización de ensayos de resistencia a la compresión o triaxial sobre muestras inalteradas. En primera medida, su extrema dureza en condición natural impidió el tallado de probetas de las dimensiones requeridas para su ensayo en laboratorio. Por otro lado, su composición química impedía someterlas a saturación para su posterior falla.

En razón de lo anterior, se realizaron pruebas de laboratorio alternas sobre muestras inalteradas de menores dimensiones y adicionalmente se prepararon probetas de muestras remoldeadas y compactadas en laboratorio para evaluar su resistencia en estas condiciones y variando su contenido de humedad. Las pruebas realizadas fueron las siguientes:

- Corte Directo Drenado sobre muestras inalteradas en condición natural.
- Corte Directo Drenado sobre muestras inalteradas en condición Inundada (saturadas).
- Corte directo Drenado sobre muestras inalteradas después de someterlas a diferentes humedades relativas empleando técnicas de succión controlada.
- Compresión Inconfinada sobre muestras remoldeadas y recompactadas en laboratorio.
- Pruebas de penetración con cono de laboratorio sobre muestras remoldeadas.

3.3 Evaluación del potencial dispersivo de los suelos

Para determinar el potencial de dispersión del suelo, se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio ⁽¹⁾:

- Ensayo de desmoronamiento.
- Ensayo de hidrometría Doble.
- Ensayo de Pinhole. Este ensayo mide el potencial erosivo de un suelo y se ha llegado a correlacionar con el potencial dispersivo.
- Análisis mineralógico. Difractometría de Rayos X.

3.4 Caracterización del suelo de estudio

Los materiales analizados durante el presente estudio pertenecen a la Formación Tiltatá. Esta formación tiene varios miembros entre los que se tienen el Miembro Marichuela, Chorrera y Balsillas⁽⁷⁾.

Teniendo en cuenta la descripción de los materiales y la ubicación geográfica de la Alameda de la Quebrada Santa Librada, donde se recuperaron los materiales, los suelos objeto del presente estudio forman parte del Miembro Balsillas.

Esta formación se encuentra a lo largo de los cerros orientales de la Sabana de Bogotá y está constituida por un complejo de arcillas caoliníticas de colores rojizo, gris, verde y azul, con intercalaciones de arcillas marrones y arcillas blancuzcas^(5,6,7).

Durante el proceso de exploración, se pudieron identificar diferentes tipos de materiales. En la Figura 7 se presenta un perfil del suelo presente en la zona de muestreo.

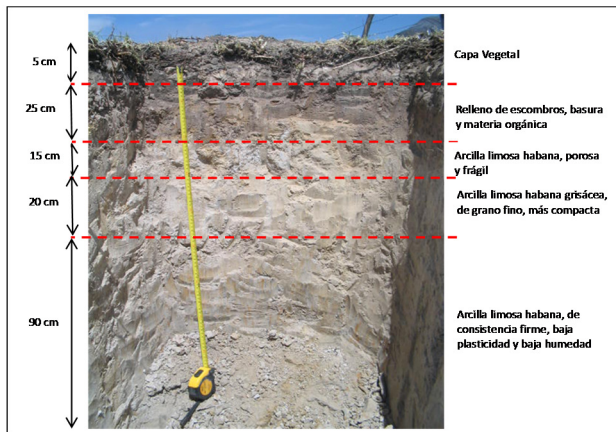


Figura 7 Perfil de la zona de muestreo

Entre los 5 cm y los 25 cm de profundidad, se encontró un relleno arcilloso contaminado con basura, escombros de construcción y materia orgánica.

A partir de los 25 cm y hasta los 40 cm se identificó una arcilla porosa y frágil, de color habano blancuzco con algunas raíces, que en otros apartes del presente documento se ha denominado arcilla porosa.

Entre los 40 cm y los 60 cm se identificó una arcilla limosa habana grisácea de consistencia media a firme, baja plasticidad y muy baja humedad.

Desde los 60 cm y hasta la profundidad máxima explorada (1.50 metros) se identificó una arcilla limosa gris, de consistencia muy firme, de color habano blancuzco, baja plasticidad y muy baja humedad, con potencial dispersivo variable, el cual se incrementa en profundidad.

Análisis Mineralógico⁽²⁾. Las pruebas de difracción de rayos X en los suelos ensayados muestran que los suelos presentan altos contenidos de illita que es una arcilla de alto potencial dispersivo. En menor proporción se identificaron minerales como el cuarzo, presente sobre todo en las muestras tomadas cerca de la superficie; caolinita, clorita y vermiculita. En la Figura 8 se presenta uno de los difractogramas obtenidos.⁽⁸⁾

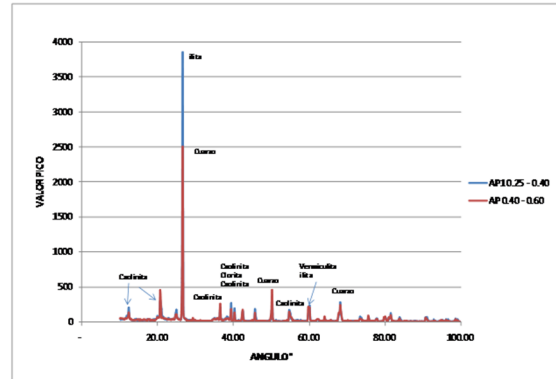
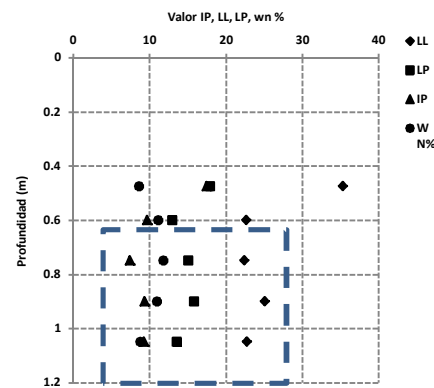


Figura 8 Difractograma de rayos X para muestras entre 0.25m y 0.60m.

Variación de las propiedades índice de los suelos. En la Figura 9 y la Figura 10 se muestra una variación de las propiedades índice de los suelos presente en el sitio de estudio.

Los suelos encontrados en el sitio de estudio son principalmente arcillas limosas de baja plasticidad. La humedad natural varía entre 7% y 10%. El peso unitario de estos materiales es variable entre 1800 y 2100 kg/m³.

Se revisó la correlación entre las propiedades índices de los suelos y el potencial dispersivo y se pudo observar que los que presentan este comportamiento son aquellos que clasifican como limos y arcillas de baja plasticidad ML y CL.



Fuente: elaboración propia

Figura 9 Variación de las condiciones de plasticidad y humedad

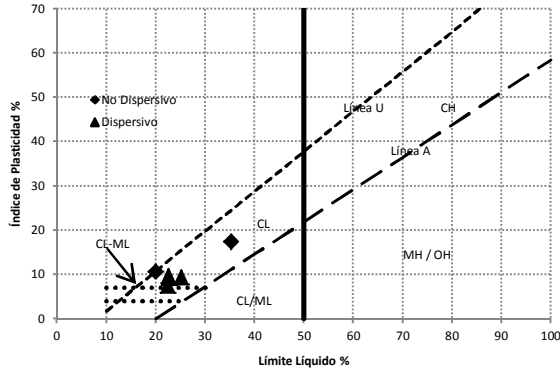


Figura 10 Relación de la plasticidad con la Dispersividad

Evaluación de la Dispersividad de los suelos. Las diferentes pruebas realizadas durante el estudio permitieron ratificar el potencial dispersivo de los suelos encontrados en el sitio.

En cuanto a la capacidad de intercambio catiónico y el porcentaje de sodio intercambiable, en la Tabla 1 se muestra que la Dispersividad de los suelos se incrementa con la profundidad.

Tabla 1 Capacidad de Intercambio Catiónico, Porcentaje de sodio intercambiable. ^(8,11,14,15)

Prof ½ (m)	CIC ⁽¹⁾	ESP ⁽²⁾	Calificación
0.48	5.1	5.98	No dispersivo
0.6	5.3	12.8	Dispersivo
0.8	6.19	7.6	Intermedio
0.9	5.9	11.5	Dispersivo
1.05	4.9	8.8	Intermedio

(1) Capacidad de intercambio catiónico

(2) Porcentaje de sodio intercambiable

En la Tabla 2 se presentan los resultados de los ensayos de doble hidrometría.

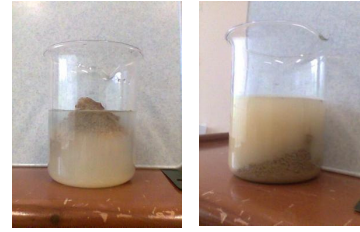
Tabla 2 Ensayos de Doble Hidrometría ^(8,11,14,15)

Prof ½ (m)	ENSAYOS DE DOBLE HIDRÓMETRO		
	% de arcilla		
	Con dispersante	Sin Dispersante	% Dispersión
0.48 poroso	43.31	6.88	15.89
0.475 compacto	77.50	33.07	42.67
0.6	53.76	15.89	29.56
0.75	55.25	17.48	31.64
0.9	60.03	23.06	38.41
1.05	51.97	16.33	31.42

Si 30% dispersión < 60% se requiere hacer otros ensayos para evaluación de dispersividad.

Fuente: elaboración propia.

En el ensayo de desmoronamiento se observó reacción moderada y alta. En las fotografías 1 y 2 se muestra la reacción del material durante la prueba.



Fotografías 1 y 2 etapa Inicial y Final del ensayo de Desmoronamiento.

Los resultados de los ensayos de pinhole, presentes en la Tabla 3 son consistentes con los obtenidos en los demás ensayos de dispersión. A partir de los resultados de esta prueba, que se realizó sobre muestras tomadas a mayor profundidad, se puede ratificar que el potencial dispersivo de los suelos en este lugar de la ciudad, se incrementa a medida que se profundiza.

Tabla 3 Ensayos de Pinhole ⁽¹²⁾

PROF (m)	SONDEO							
	SC-18	SPM-4	SPM-10	SPM-5	SPM-9	SPM-6	SPM-8	SPM-7
0,70-0,90								ND-4
0,80-1,60		ND-4						
1,60-2,10			D2					
1,20-1,80	ND-4					D2		
2,00-2,45								ND-4
2,20-2,80					D2			
2,85-3,30				D2				
3,50-3,95							D2	
3,80-4,60		ND-4						
5,70-5,85	D2							

ND-4 INTERMEDIO
D2 DISPERSIVO

Nota: Ensayos tomados de "Estudios y Diseños de la Troncal Caracas desde la Estación Molinos hasta el Patio Portal de Usme. Tecoconsulta Ltda. 2006.

Evaluación de la resistencia de los suelos. La resistencia de las muestras de suelo recuperadas en el sitio de estudio se determinó a partir de diferentes ensayos.

Corte directo sobre muestras inalteradas en condición natural. Debido a la alta dureza de los materiales encontrados, las muestras inalteradas ensayadas en condición de humedad natural presentaron resistencias muy altas y no alcanzaron la falla. Las resistencias alcanzadas varían entre 47 y 52 Ton/m², para humedades del orden de 4%.

Corte directo sobre muestras inalteradas saturadas. Las pruebas se realizaron sobre muestras talladas en condiciones de saturación. En la Tabla 4 se presentan los resultados obtenidos. Al comparar estos resultados con los mencionados para las muestras ensayadas en condición de humedad natural se observa que estos

suelos perdieron cerca del 80% de su resistencia al entrar en contacto con el agua.

Tabla 4 Pruebas de Corte directo sobre muestras saturadas⁽¹⁶⁾

Profundidad Muestra ensayada (m)	C' Pico (Ton/m ²)	φ' Pico (°)	C' Residual (Ton/m ²)	φ' Residual (°)	Contenido de Humedad wn%
0.50 – 0.70	3.0	28	0	24	16.56
0.60 – 0.90	2.0	31	0.6	28	22
0.80 – 1.20	3.7	25	1.5	21	18.7

Corte directo sobre muestras inalteradas sometidas a humedad relativa del 75%. Para ensayar muestras de material inalterado, se recurrió a las técnicas de succión controlada, las cuales consisten en someter al material a una atmosfera de humedad relativa controlada, la cual ha sido inducida a partir de una solución salina de cierta concentración. Para el caso de esta investigación, se sometieron las muestras a una solución salina equilibrada al 75% de humedad relativa.

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 5 y se puede observar que son intermedios.

Tabla 5 Pruebas de Corte directo sobre muestras al 75% de humedad relativa⁽¹⁶⁾

Muestra ensayada	C' Pico (Ton/m ²)	φ' Pico (°)	C' Residual (Ton/m ²)	φ' Residual (°)
0.50 – 0.70	28	54	2.5	41
0.80 – 1.00	33	43	8	21

Pruebas de Compresión inconfiada sobre probetas remoldeadas y compactadas en laboratorio. Estas pruebas se realizaron con el ánimo de evaluar la resistencia en este tipo de suelos a mayores contenidos de agua. Para esto, se prepararon y compactaron muestras de suelo a la misma densidad de los suelos naturales y se varió el contenido de humedad. Los resultados obtenidos muestras resistencias relativamente bajas para un rango de humedad variable entre el 10% y el 15%.

La Tabla 6 presenta los resultados obtenidos en estas pruebas.

Tabla 6 Resistencia no drenada en muestras remoldeadas

Profundidad (m)	γ (KN/m ³)	Cu (MPa)	W %
0.50 – 0.70	20.4	0.125	13.9
0.50 – 0.70	27	0.23	13.2
0.50 – 0.70	27	0.14	13.9
0.60 – 0.90	21.4	0.23	13.0
0.60 -0.90	21.5	0.25	12.9
0.60 -0.90	21.3	0.32	12.9
0.90 -1.20	20.9	0.23	13.0
0.90 – 1.20	20.9	0.25	12.9
0.90 – 1.20	21.7	0.33	12.6

Pruebas de resistencia a la penetración con cono de laboratorio. Estas pruebas se realizaron sobre muestras

remoldeadas y compactadas en laboratorio, a las que se les incrementó el contenido de humedad hasta el 20%.

Los resultados obtenidos muestran valores muy bajos para contenidos de humedad altos. Igualmente es importante resaltar que los suelos que exhibieron pérdidas de resistencia importantes fueron aquellos con potencial dispersivo alto.

La Figura 11 ilustra la alta sensibilidad de este tipo de suelos al entrar en contacto con el agua. En el intervalo de humedades entre el 13% y el 19% estos suelos pierden el 85% de su resistencia.

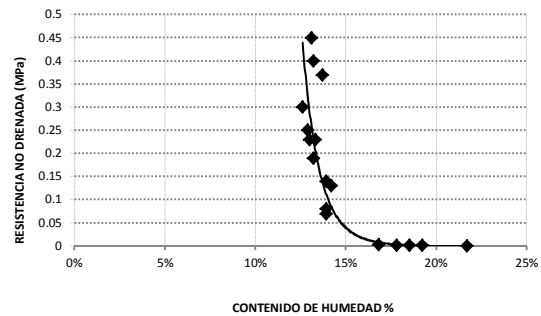


Figura 11 Variación de la Resistencia con la humedad.

3.5 Velocidad de Avance del Frente Húmedo

La importancia de la determinación de este parámetro está asociada a la hipótesis previamente planteada, según la cual la velocidad de avance del frente húmedo es relacionable con la velocidad de avance del frente de saturación en un permeámetro de flujo ascendente sometido a una cabeza hidráulica similar a la presión de vapor que puede generarse dentro de una cavidad.

Para esto se empleó lo que se ha llamado Permeámetro de Cabeza Variable y flujo Ascendente⁽¹⁶⁾, el cual ha sido descrito detalladamente en otros apartes del presente documento.

Este análisis se basó en la hipótesis que el frente húmedo va avanzando a cierta velocidad dentro de un volumen de suelo de espesor o altura "h", volumen que una vez alcanza el contenido de humedad crítico, para el cual la resistencia se reduce considerablemente y es superada por el esfuerzo actuante, se desprende.

De este análisis se desprende lo siguiente:

- Para t=0, El suelo tiene la humedad natural, por encima del nivel h₀
- Se desprecian los efectos de capilaridad y osmóticos.
- Se supone que hay continuidad de flujo. El caudal que baja por el tubo es igual al que sube a través del suelo, es decir, para un tiempo t el volumen de agua que ha bajado por el tubo es igual al que ha subido por el suelo.

- Se supone que el agua va a subir a través de los espacios vacíos presentes en el suelo.

Se considera además de que el área no varía durante el proceso descrito.

Con base en lo anterior, se puede expresar el nivel de agua dentro de la probeta y dentro del suelo, a partir de las siguientes expresiones

$$z = z_0 - \frac{nA}{a} (h - h_0) \quad [2]$$

$$h = h_0 + \frac{a}{nA} (z_0 - z) \quad [3]$$

Y se puede deducir la variación de altura de agua con respecto al tiempo,

$$\frac{dz}{dt} = -\frac{nA}{a} \frac{dh}{dt} \quad \frac{dh}{dt} = -\frac{a}{nA} \frac{dz}{dt} \quad [4]$$

Considerando la ley de darcy, se puede obtener de manera similar, una expresión para determinar la velocidad de avance de la humedad dentro del suelo

$$K \frac{(z_0 - \frac{nA}{a}(h - h_0) - h)}{h} A = -nA \frac{dh}{dt} \quad [5]$$

$$h = \frac{\xi}{\alpha} - \left(\frac{\xi}{\alpha} - h_0 \right) \frac{1}{e^{\frac{\alpha}{\xi}(h-h_0)} e^{\frac{\alpha^2 K}{\xi n} t}} \quad [6]$$

De forma similar se obtiene una expresión para describir el descenso de agua en la bureta conectada a la probeta de suelo

$$Z = \frac{\xi}{\alpha} + \left(z_0 - \frac{\xi}{\alpha} \right) \frac{1}{e^{\frac{\alpha(z_0-z)}{\xi(\alpha-1)}} e^{\frac{\alpha^2 K A}{\xi a(\alpha-1)} t}} \quad [7]$$

Esta última expresión describe cómo es el ascenso del agua dentro del suelo, con el transcurso del tiempo.

Con las expresiones anteriores se prepararon las curvas teóricas de variación de z Vs. t y h Vs. t, que se presentan en la Figura 12 y la Figura 13, variando la permeabilidad del suelo.

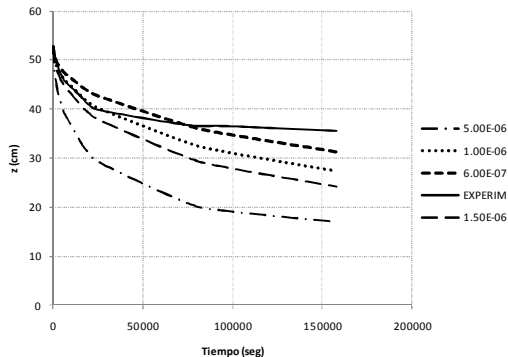


Figura 12 Variación de z Vs. t. Curva teórica.

Al comparar las curvas teóricas con las curvas experimentales se pudo observar que para permeabilidades teóricas del orden de 6×10^{-7} cm/s, se acerca a los datos obtenidos en los ensayos. En razón de lo anterior, se tomaron estos datos experimentales y se realizó un análisis matemático para determinar qué función tenía una mejor aproximación a la curva experimental.

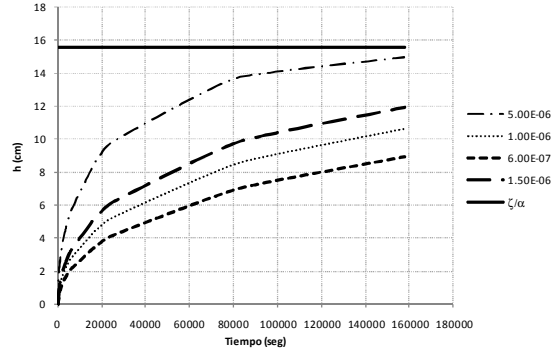


Figura 13 Variación de h Vs. t. Curva teórica.

El modelo hiperbólico fue el que mejor se aproximó a los datos experimentales.

Una vez realizado todo el cálculo correspondiente se obtuvo la gráfica que se presenta en la Figura 14, la cual ilustra la variación de la altura de la lámina de agua con el tiempo.

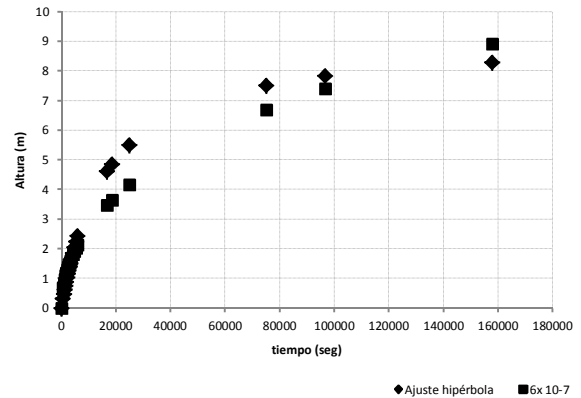


Figura 14 Gráfica de Variación de h Vs. t a partir de función hiperbólica

Teniendo en cuenta que la velocidad no es otra cosa que la derivada de primer grado de la función principal, a partir de la expresión obtenida

$$\frac{dh}{dt} = \frac{c_1}{(c_1 + c_2 t)^2} \quad [8]$$

Donde:

$C_1=1802$ y $C_2=0.109$ y x es el tiempo.

Se construye la gráfica que se presenta en la Figura 15, la cual expresa la velocidad de avance del frente húmedo dentro del suelo.

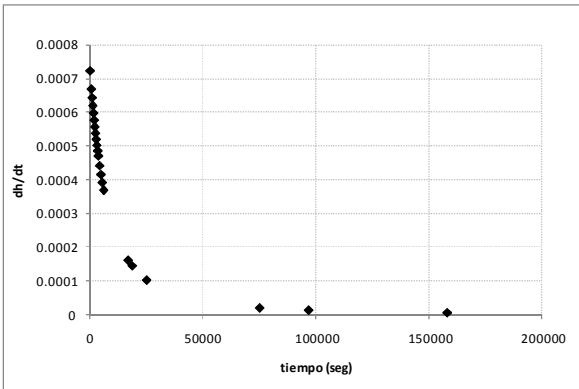


Figura 15. Gráfica de Variación de dh/dt. Función hiperbólica.

4 CÁLCULO DEL TIEMPO DE COLAPSO DE LA CAVIDAD

El cálculo del tiempo de colapso de una cavidad está basado en la hipótesis según la cual, una cavidad cuyo techo tiene un espesor h falla en el tiempo t, requerido para que el material que lo conforma alcance el contenido de humedad crítico, para el que la resistencia del suelo decrece de manera dramática. En ese momento, la resistencia del material es superada por el peso mismo del techo.

Para esto se ha establecido, tal como se mencionara con anterioridad, que la velocidad de humedecimiento del suelo es directamente proporcional a la presión de vapor que se genera dentro de la cavidad.

Para hacer aplicable esta hipótesis se supone que la distribución de la humedad dentro del suelo que conforma el techo de la cavidad es uniforme, aspecto que se aleja de la realidad.

En la Figura 16 se ilustra esta condición. Para una cavidad cuyo techo tiene una altura o espesor "h", en condiciones reales, el contenido de humedad a medida que una partícula de suelo se aleja del borde externo del techo, va disminuyendo. Para efectos del presente modelo, se ha asumido que la humedad del suelo en todo el espesor "h" del techo de la cavidad tiene un valor constante.

Aplicando la expresión

$$Mf = \frac{CuKah^2}{6} = \frac{WL^2}{12} \quad [10]$$

De los ensayos realizados se tienen valores de $Cu=0.18\text{MPa}$.

Se asumió que el ancho de la cavidad L es 2.50m, que corresponde al ancho de la cavidad.

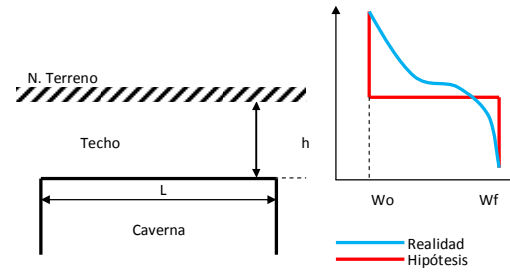


Figura 16 hipótesis de humedecimiento de la cavidad.

El colapso de la misma se dará en el momento en que se cumpla la igualdad en la expresión [9].

El análisis se hizo para una profundidad unitaria.

Se tiene entonces que

$$Mf = \frac{WL^2}{12} = \frac{1.91 \times 2.5^2 \times h \times 1.0}{12} = 0.995 \times h \quad [10]$$

Por otro lado

$$Mf = \frac{Cukah^2}{6} = \frac{18 \times ka \times h^2}{6} = 0.3h^2 \quad [11]$$

Al igualar las dos expresiones, se tiene que

$$3h^2 = 0.995 \times h$$

Y se deduce que $h=3\text{m}$.

Esta sería la altura del techo de la cavidad a la que se presentará la falla si el material en condición de humedad natural, presenta una resistencia de 18T/m^2 .

Revisando la hipótesis de falla establecida, se tiene que para que la falla se presente en el techo de espesor "dh" este material debe alcanzar el contenido de humedad crítico. Al presentarse la falla de este espesor "dh" queda expuesto un material de espesor h-dh que tiene el contenido de humedad natural. Esta suposición se ilustró anteriormente en la Figura 14.

El resultado del análisis depende entonces del espesor "h" que se tome.

Ahora se busca determinar el tiempo en el cual se alcanza la humedad crítica en el suelo para evaluar así mismo, el tiempo necesario para el colapso del techo de la cavidad.

Previamente se han establecido dos metodologías para evaluar la velocidad de avance del frente de humedad dentro del suelo. Por un lado, a partir de los

datos de cambio de humedad medidos sobre las probetas sometidas a un ambiente de humedad relativa controlada del 75%, se estableció una relación del contenido de humedad con el tiempo, expresada mediante la siguiente expresión

$$\frac{w\%}{V_o} = 0.001e^{t \times 2 \times 10^{-6}} \quad [12]$$

$$Y \quad W\% = 0.00013e^{t \times 2 \times 10^{-6}} \quad [13]$$

En la falla, el techo de la cavidad se comporta como una viga empotrada en los extremos. En la Figura 18 se ilustra esta condición

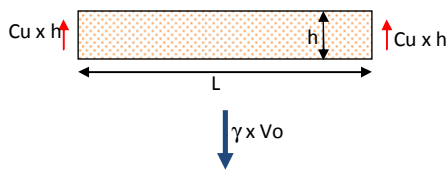


Figura 17 Viga empotrada.

De acuerdo con la figura 17, se tiene que la resistencia de falla está dada por la expresión

$$Cu_f = 2.35(1 + w_f) \quad [10]$$

Donde: w_f es la humedad de falla.

Igualmente se estableció la siguiente expresión para relacionar la resistencia con el contenido de humedad

$$Cu = 1 \times 10^{-13} \times w\%^{-13.8}$$

Igualando las dos expresiones, se tiene que

$$2.35(1 + w_f) = 1 \times 10^{-13} \times w\%^{-13.8}$$

La Figura 18 muestra la solución gráfica para esta expresión y de ésta se puede deducir que la falla en la cavidad se puede presentar para una humedad del 12.1%.

A partir de esta solución se puede deducir que el tiempo de falla de la cavidad, el cual es de 4.8 años.

Por otro lado, tomando la velocidad de avance del frente de saturación, se puede estimar que para alcanzar el humedecimiento del suelo hasta un espesor crítico de análisis, que se ha tomado como 3.0m, se dio en un periodo seiscientos noventa y cinco (695) días, correspondiente a 1.9 años. Este es el tiempo que se estimó tarda en alcanzar la humedad todo el estrato de 3 m de espesor. Es importante mencionar que este otro

procedimiento de cálculo tiene en cuenta es la velocidad de saturación del suelo, teniendo en cuenta su permeabilidad.

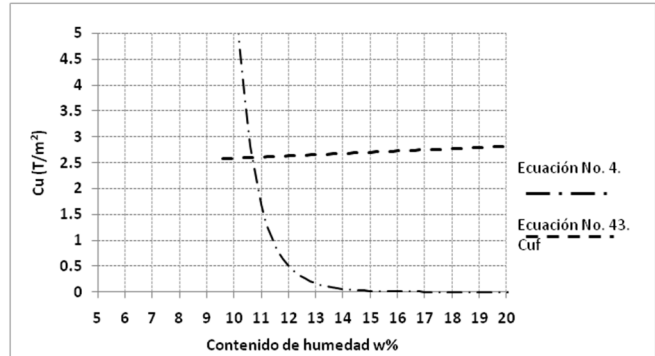


Figura 18 Relación Humedad Resistencia.

5 CONCLUSIONES

Los materiales analizados durante el presente estudio pertenecen a la Formación Tilatá. Esta formación tiene varios miembros entre los que se tienen el Miembro Marichuela, Chorrera y Balsillas⁽⁷⁾.

Teniendo en cuenta la descripción de los materiales y la ubicación geográfica de la Alameda de la Quebrada Santa Librada, donde se recuperaron los materiales, los suelos objeto del presente estudio forman parte del Miembro Balsillas.

Esta formación está constituida por un complejo de arcillas caoliniticas de colores rojizo, gris, verde y azul, con intercalaciones de arcillas marrones y arcillas blancuzcas.

De acuerdo con las pruebas realizadas, se pudo determinar que estos materiales tienen un potencial dispersivo que varía de moderado a alto.

El agua afecta de manera dramática la resistencia de este tipo de suelos. De acuerdo con los resultados de los diferentes ensayos de resistencia, estos suelos pueden perder hasta un 80% de su resistencia inicial al humedecerse.

Las predicciones sobre el tiempo de falla de la alameda arrojaron dos resultados bien diferentes. Por un lado, usando los datos extraídos de las pruebas sobre muestras sometidas a humedecimiento en condiciones de succión controlada, se estimó un tiempo de falla de 4.8 años, mientras que a partir de los datos derivados del ensayo en el permeámetro de cabeza variable se estimó un tiempo de falla de 1.9 años.

Considerando que la hipótesis inicial planteaba que el humedecimiento del suelo en el techo de la cavidad es causado por la presión de vapor que se genera dentro de la misma, parece ser más adecuado estimar el tiempo de falla a partir de la primera relación.

Pese a que las observaciones de campo indican que el daño se presentó en un tiempo ciertamente menor al estimado a partir de los cálculos, debe tenerse en cuenta que éste se estimó a partir de observaciones superficiales y bien podría haberse presentado un agrandamiento progresivo de la cavidad durante un lapso de tiempo mayor sin que se hiciera evidente para los observadores externos. Se llama la atención sobre el tiempo de construcción de la obra en estudio, que fue aproximadamente de cuatro años.

Estas estimaciones también pueden estar afectadas por la diferencia de escala entre las pruebas de laboratorio y el problema real. Por este motivo sería importante en una futura investigación evaluar, empleando equipos especializados que permitan simular en laboratorio el efecto del clima y la lluvia sobre este tipo de suelos, la variación de las dimensiones de la caverna y la variación en las propiedades de los materiales.

Se considera que el modelo ha representado de manera simple y clara el mecanismo de falla que se presenta en este tipo de cavernas. No obstante, éste se ha limitado a analizar el momento para el cual la cavidad tiene un ancho establecido y para un espesor dado del techo de la misma.

REFERENCIAS

1. ASTM Special technical Publication. 1977. J.L. Sherard, Consulting Engineer, and R.S. Decker, Hoskins-Western-Sondereregger, Inc. Dispersive Clays, related piping and Erosion in Geotechnical Projects.
2. Australian Centre for Mining Environmental Research. June 2004. Identification and Management of Dispersive Mine Spoils.
3. Goodings Waleed A Abdulla and Deborah J. Modeling of Sinkholes in Weakly Cemented Sand [Publicación periódica] // Journal Of Geotechnical Engineering, ASCE. - 1996. - págs. 998 - 1005.
4. H Faulkner, R Alexander, B.R. Wilson. University of New England, Armidale, New South Wales, Australia. Changes to the Dispersive Characteristics of Soils Along an evolutionary slope sequence in the Vera Badlands, Southeast Spain; implications for site stabilization.
5. INGEOMINAS GEOLOGÍA DE LA SABANA DE BOGOTÁ [Libro]. - BOGOTÁ : INGEOMINAS, 2005.
6. Instituto Geográfico Agustín Codazzi Análisis Geográficos 26 [Libro]. - Bogotá: Instituto Geográfico Agustín Codazzi, 2003.
7. Instituto Geográfico Agustín Codazzi Análisis Geográficos No. 24 [Libro]. - Bogotá: Instituto Geográfico Agustín Codazzi, 1995.
8. Laboratorio de Suelos - Facultad de Agronomía. Universidad Nacional de Colombia Reporte de Análisis de Suelos No. 57053830 [Informe]. - Bogotá : [s.n.], 2007.
9. 14. Mitchell James Fundamentals of Soil Behavior [Libro]. - Berkeley California : John Wiley & Sons Inc. , 1993.
10. Palacios Jaime Humberto González Cartas de Actividad de Suelos Expansivos, Dispersivos y Colapsables [Libro]. - Bogotá : Tesis de Grado Pregrado Universidad Nacional de Colombia, 1989. - Vol. único.
11. Sotelo Rafael Rubén Identificación de Arcillas Erodables Dispersivas utilizando Ensayos Agronómicos de Suelos [Informe]. - Buenos Aires, Argentina : Centro de Geociencias Aplicadas. Facultad de Ingeniería U.N.N.E, 2000.
12. Tecnoconsulta Ltda Estudios y Diseños de la Troncal Caracas desde la Estación Molinos hasta el Patio Portal de Usme en Bogotá D.C. [Informe]. - Bogotá. : Tecnoconsulta Ltda, 2006.
23. U.S. Army Corps. of Engineers Pinhole Erosion Test for Identification of Dispersive Clays. EM-1110-2-1906. Appendix XIII [Informe]. - USA : U.S. Army Corps. of Engineers, 1980.
14. U.S. Bureau of the Interior Characteristics and Problems of Dipersive Clay Soils [Libro]. - Denver : Department of The Interior. Research And Laboratory Services Division., 1991.
15. U.S. Department of Agriculture. Soil Conservation Service. Engineering Division. February 1991. Soil Mechanics Note No. 13. Dispersive Clays.
16. Mecanismos de Colapso en Cavidades Subterráneas. Mónica Fernanda Bedoya Martínez. Tesis para optar al título de Maestría en Ingeniería – Geotecnia. Universidad Nacional de Colombia.