

COMPRESIBILIDAD, SENSIBILIDAD Y COLAPSO EN SUELOS DERIVADOS DE CENIZAS VOLCÁNICAS EN LA CIUDAD DE PEREIRA

**DANNY PINZÓN BONILLA
LAURA CAROLINA GARZÓN GARCÍA**

**UNIVERSIDAD LIBRE SECCIONAL PEREIRA.
FACULTAD DE INGENIERÍAS.**

Noviembre 2018.

**COMPRESIBILIDAD, SENSIBILIDAD Y COLAPSO EN SUELOS DERIVADOS DE
CENIZAS VOLCÁNICAS EN LA CIUDAD DE PEREIRA**

Auxiliares de investigación

DANNY PINZÓN BONILLA
LAURA CAROLINA GARZÓN GARCÍA

Investigador (es) principal (es)

ALEJANDRO ALZATE BUITRAGO
GLORIA MILENA MOLINA VINASCO

UNIVERSIDAD LIBRE SECCIONAL PEREIRA.
FACULTAD DE INGENIERÍAS.

Noviembre 2018.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	1
1. INTRODUCCIÓN	4
2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	6
3. JUSTIFICACIÓN	8
4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	9
4.1 OBJETIVO GENERAL.....	9
4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	9
5. MARCO REFERENCIAL.....	10
5.1 MARCO TEÓRICO.....	10
5.2 MARCO DE ANTECEDENTES	31
5.3 MARCO LEGAL.....	36
5.4 MARCO CONCEPTUAL	39
6. DISEÑO METODOLÓGICO.....	42
6.1 ENFOQUE DE INVESTIGACIÓN Y TIPO DE ESTUDIO	42
6.2 MATRIZ DE DISEÑO METODOLÓGICO	43
6.3 FASES Y RESULTADOS.....	44
7. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	47
7.1 (TITULO CORRESPONDIENTE AL OBJETIVO ESPECIFICO 1).....	47
7.2 (TITULO CORRESPONDIENTE AL OBJETIVO ESPECIFICO 2).....	53
8. CONCLUSIONES	67
9. RECOMENDACIONES.....	69
10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	70

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores de sensibilidad (St).	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 2. Criterios Reportados para la identificación de suelos que sufren colapso según (Das Braja,2010)	17
Tabla 3. Clasificación del Índice de Colapso, I_c	19
Tabla 4. Correlaciones para el índice de compresión, C_c .	28
Tabla 5. Compresión y abultamiento de suelos naturales.	30
Tabla 6 Resultados muestras alteradas. Estudio personal	51
Tabla 7 Resultados muestras inalteradas. Estudio personal	52

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Proceso de consolidación por Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de Argentina.....	20
Figura 2 Variaciones del volumen durante la consolidación por Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de Argentina.....	21
Figura 3. Consolidómetro	22
Figura 4 Gráfica de deformación en función del tiempo durante una consolidación para un incremento particular de la carga.....	23
Figura 5 Cambio en la altura de la muestra en una prueba de consolidación en una dimensión..	25
Figura 6 Gráfica típica de e en función de $\log \sigma'$	27
Figura 7 Relación de vacíos vs compresibilidad. Fuente: Estudio personal.....	54
Figura 8 Contenido de humedad vs compresibilidad. Fuente: Estudio personal.....	55
Figura 9 Peso unitario húmedo. Fuente: Estudio personal	56
Figura 10 % de Finos vs compresibilidad. Fuente: Estudio personal	57
Figura 11. Contenido de humedad vs sensibilidad. Fuente: Estudio personal.....	58
Figura 12 Peso unitario húmedo vs sensibilidad. Fuente: Estudio personal.....	59
Figura 13. % de Finos vs sensibilidad. Fuente: Estudio personal.....	60
Figura 14. Relación de vacíos vs sensibilidad. Fuente: Estudio personal	61
Figura 15. Contenido de humedad vs colapso. Fuente: Estudio personal	62
Figura 16 Peso unitario húmedo vs colapso. Fuente: Estudio personal.....	63
Figura 17. % de Finos vs colapso. Fuente: Estudio personal.....	64
Figura 18. Relación de vacíos vs colapso. Fuente: Estudio personal	64
Figura 19 Porcentaje tipos de falla por compresión para muestras inalteradas.	66

RESUMEN

Las cenizas volcánicas son materiales que constituyen sedimentos susceptibles a alterarse con el paso del tiempo por procesos de meteorización, ocasionados por la variabilidad climática. Los suelos derivados de estas cenizas se han convertido en el objeto de estudio de investigaciones para desarrollar obras de ingeniería civil, gracias a las nuevas zonas de expansión y al impacto que tienen sus propiedades geomecánicas sobre las estructuras. A partir de la medición de las propiedades físico-mecánicas de un suelo derivado de cenizas volcánicas localizado en zona de expansión urbana del municipio de Pereira, con énfasis en la sensibilidad, compresibilidad y colapso, se busca establecer las relaciones existentes entre estas y las propiedades índice y de esta manera determinar proximalmente el potencial aprovechamiento de estos terrenos para su ocupación urbana. Complementariamente, se recopiló y evaluó la información geotécnica existente en zonas circunvecinas al sitio objeto de estudio, con el ánimo de validar o complementar los resultados obtenidos en la presente investigación. Una vez desarrolladas las fases de campo y laboratorio se obtuvo que los volcanosedimentos de la zona presentan valores similares a estudios realizados en Colombia a suelos derivados de cenizas volcánicas, en cuanto a propiedades índice como: gravedad específica con valores entre (2.42- 2.68), alto contenido de humedad con valores entre el (54.29 - 68.32), límite líquido entre (64,537- 83,569), también se encontraron valores elevados de compresibilidad, clasificando de esta manera el suelo como altamente compresible. Para el suelo estudiado se halló que es medianamente sensitivo y con alto índice de colapso mayor al 20% es decir que dicho suelo es propenso a tener cambios en el equilibrio debido a las fuerzas que hacen que las partículas estén unidas entre sí, cambiando su estructura y por tanto su volumen.

Palabras claves

Volcano sedimentos, colapso del suelo, sensibilidad en los suelos, consolidación del suelo, índice de colapso.

ABSTRACT

Volcanic ashes are materials that constitute sediments susceptible to change over time because of the weathering processes, caused by climatic variability. The soils derived from these ashes have become the subject of research studies to develop civil engineering works, due to the new expansion zones and the impact of their geomechanical properties on the structures.

From the measurement of the physico-mechanical properties of a soil derived from volcanic ash located in an urban expansion zone of the Pereira municipality, with emphasis on sensitivity, compressibility and collapse, we seek to establish the relationships between these and the index properties and, in this way, determine proximally the potential use of these lands for their urban occupation.

Complementarily, the existing geotechnical information in areas surrounding the studied site was compiled and evaluated in order to validate or complement the results obtained in the present research. Once the field and laboratory phases were developed, it was obtained that the volcanic sediments of the zone present values similar to studies made in Colombia to soils derived from volcanic ash, in terms of index properties such as: specific gravity with values between (2.42-2.68), high moisture content with values between (54.29 - 68.32), liquid limit between (64.537-83.569), high compressibility values were also found, classifying the soil as highly compressible

in this way. For the soil studied it was found to be moderately sensitive and with a high rate of collapse greater than 20%, thus, this soil is prone to changes in equilibrium due to the forces that cause the particles to be joined to each other, changing their structure and therefore its volume.

Keywords

Soil derived from volcanic ash, soil collapse, soil sensibility, soil compressibility, collapse rate.

1. INTRODUCCIÓN

Las zonas de expansión planteadas en los Planes de Ordenamiento Territorial de diferentes municipios, como oportunidad al desarrollo. Dichas zonas se encuentran propuestas en el POT perteneciente al municipio de Pereira y entre ellas encontramos a Cerritos, el cual es amplio y por el momento, representa gran parte de la zona de expansión del municipio de Pereira, una de los lugares que encontramos allí es Galicia, y es el foco principal en la investigación.

Se carece de información geotécnica del suelo encontrado allí, por lo que se pretende generar una base de datos referente a la compresibilidad, sensibilidad y colapso, que se plantea como un suelo derivado de cenizas volcánicas por medio del desarrollo de una investigación.

Se busca desarrollar a partir de perforación manual con tubos Shelby para obtención de muestras inalteradas. Donde serán tomadas cada metro y medio (1,5 metros) hasta una profundidad de 17 metros, así mismo cada 1,5 metros se toman muestras alteradas. Estas muestras se analizarán de manera que permitan lograr el objetivo propuesto para de esta manera crear un soporte geotécnico al Municipio, lo que fue la principal motivación para desarrollar este proyecto. Se espera generar información de utilidad para profesionales interesados en participar en la creación de proyectos en la zona de expansión y para el público en general.

En el primer capítulo del documento, el cual es el marco de referencia, se encuentra la información de línea base a partir del cual se fundamenta y desarrolla la investigación. Más adelante están los fundamentos legales que se usaron en el proyecto, tales como normatividad para la ejecución

correcta de los laboratorios, el Plan de Ordenamiento Territorial del Municipio de Pereira, entre otros. También, está el desarrollo metodológico del proyecto, las respectivas fases que atravesó junto con una breve descripción. Finalmente, se ubica el análisis de resultado, el cual es el conglomerado de los resultados obtenidos junto con un desarrollo analítico y comparativo que permitió obtener los resultados de la investigación cumpliendo así los objetivos de la misma.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Pereira vista como una ciudad en desarrollo y expansión se ha convertido en un lugar donde se están creando diversos proyectos de obras civiles. Una de las zonas de expansión se encuentra en el sector de Galicia.

Debido a que las zonas de expansión son promesa para el desarrollo de la ciudad, deben estar incluidas dentro de los diferentes análisis que se ejecuten. De manera que, entre más propiedades y características se conozcan del sector, mucho mejor. Entre la información con la que cuenta el Municipio de Pereira, existe microzonificación sísmica, perfiles de meteorización, composición del suelo, entre otros.

No obstante, de acuerdo a la microzonificación sísmica de Pereira y diferentes bases de datos consultadas, al día de hoy no se cuenta con dicha información de la zona de expansión de Galicia. Esto empieza generando una demora de procesos a ejecutar en el futuro. Además, Galicia no cuenta con información geotécnica detallada en estudios que den garantía a ciudadanos, es decir que no existe un soporte técnico que permita principalmente al sector ingenieril conocer el comportamiento del suelo ubicado en la zona planteada. Es por ello que se realiza la ejecución de una perforación de 17 metros de profundidad.

De manera que, con la ejecución de este proyecto se lograría en primera instancia, gestionar una base de datos para el Municipio, que aportará conocimiento para ingenieros civiles que deseen desarrollar proyectos en el sector, simplificará el proceso para que profesionales hagan cálculos necesarios para diseño de cimentaciones más eficientes y demás, para tener diagnóstico detallado del suelo.

Luego, la información conseguida podrá ser evaluada, recalculada y completada.

Teniendo en cuenta lo anterior, se plantean una serie de preguntas que esperan resolverse luego de ejecutar la investigación.

¿Qué índice de colapso tiene el suelo en la zona de Galicia derivado de cenizas volcánicas?

¿Cuáles son las características físicas del suelo en la zona de Galicia derivado de cenizas volcánicas?

¿Cuál es la relación entre el contenido de humedad y la compresibilidad de este suelo?

3. JUSTIFICACIÓN

Debido a los grandes problemas que generan el clima y los diferentes parámetros del suelo como; sensibilidad, compresibilidad y colapso, es necesario que se realicen los estudios específicos para determinar, qué tan resistente es el suelo donde vamos a construir nuestra estructura, ya que debido a mucha humedad, mal distribución de los tamaños de las partículas, grado de saturación, presión de poros, entre otras, el suelo se vuelve muy susceptible a cualquier parámetro de los antes mencionados y puede cambiar su resistencia, generando deslizamientos o deformaciones, que afectan por a la estructura que está sobre él, causando pérdidas humanas y económicas que se deben prevenir.

Al no estar bien edificada la construcción, su resistencia ante sismos o cualquier fuerza externa puede ser muy baja, lo que ocasiona desplomes de los edificios y por ende muertes de personas que en ese momento los habitaban, generando costos adicionales en las ciudades afectadas, para tratar de reconstruir las obras en lugares más seguros, donde se haya evidenciado que las casas y demás construcciones no se afectaran. Por lo tanto, es importante seguir la norma sismorresistente (Asociación Colombiana de ingeniería sísmica, 2010) para la construcción, ya que trata de evitar el colapso general o local de las estructuras bajo terremotos fuertes y reducir al máximo los daños estructurales y no estructurales ante terremotos de mediana intensidad. En primer lugar, la normativa ha de considerar una diferencia según el tipo de edificio o construcción de que se trate, como el tipo de suelo según sus características físicas que se obtienen por medio de muestras del suelo y estudios de laboratorio según las normas que existen para cada ensayo.

4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar la compresibilidad, sensibilidad y colapso en suelos derivados de cenizas volcánicas en el sector de Galicia de la ciudad de Pereira.

4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Caracterizar las propiedades índices y parámetros físico-mecánicos de los suelos del sector Galicia.

Establecer las relaciones de la compresibilidad, sensibilidad y colapso en los suelos derivados de cenizas volcánicas.

5. MARCO REFERENCIAL

Puesto que el eje central de la investigación estará dado en la presentación de diferentes conceptos, se hace necesario plantearlos, explicarlos ampliamente para que funcionen de manera efectiva como ejes conceptuales sobre los que se apoyará la investigación.

5.1 MARCO TEÓRICO

CENIZAS VOLCÁNICAS

Las cenizas volcánicas son materiales que conforman sedimentos susceptibles a alterarse con el tiempo por procesos de meteorización debidos a los cambios en las condiciones ambientales. Los sedimentos resultantes, encontrados en la actualidad, son consecuentemente heterogéneos y poseen características particulares como resultado de su evolución.

Cuando ocurre una erupción volcánica, una porción del material eyectado es liberado en pequeños fragmentos, conformando una nube que asciende desde la chimenea del volcán. Esta nube de piroclastos está formada principalmente por fragmentos en el rango de diámetros de 0.2 um a 2mm, conocidos como cenizas volcánicas.

1.1.1 SENSIBILIDAD (ST)

Leoni (1984) afirma: la sensibilidad hace referencia al efecto que el amasado causa sobre la consistencia de las arcillas inalteradas, sin importar la naturaleza física de las causas del fenómeno.

Cuando hay una arcilla con sensibilidad un deslizamiento la transforma en una masa de trozos lubricados capaces de deslizarse con un talud suave, mientras que un deslizamiento similar en una arcilla de baja sensibilidad produce una deformación local. El cambio de consistencia conlleva también un cambio de su permeabilidad. El grado de sensibilidad (St) de una arcilla, se mide por la relación entre la cohesión no drenada de una muestra inalterada y el valor de la cohesión de la misma muestra después de amasada a contenido de humedad constante. Los valores de "St" están comprendidos entre 2 y 4 para la mayoría de las arcillas. Para arcillas con sensibilidad, entre 4 y 8, se conocen arcillas ultrasensibles o rápidas con valores de St mayores a 8. (Leoni, 1984, p.42)

Incluso, las arcillas ultrasensibles se encuentran entre las arcillas glaciares blandas, en las arcillas de origen marino, y entre las arcillas blandas derivadas de la descomposición de cenizas volcánicas. En la tabla 1, se muestran los valores de sensibilidad en las arcillas. (Leoni, 1984, p.43)

Tabla 1

Valores de sensibilidad (St)

Clasificación	St
Insensibles	-1
Ligeramente sensibles	1-2
Medianamente sensibles	2-4
Mucha sensibilidad	4-8
Ligeramente rápidas (ultrasensibles)	8-16
Medianamente rápidas (ultrasensibles)	16-32
Muy rápidas (ultrasensibles)	32-64
Extra rápidas (ultrasensibles)	>64

Método para cálculo de la sensibilidad

La sensibilidad de una arcilla se obtiene de comparar el cambio de estructura de una muestra intacta y el de la misma muestra amasada a humedad constante. A de compararse el peso unitario seco (γ_{di}) de la muestra intacta secada a estufa, con el peso unitario seco de la misma muestra amasada a humedad constante y secada en estufa (γ_{dr}) Cuanto mayor sea la diferencia entre γ_{di} y γ_{dr} , tanto

mayor será la diferencia entre la estructura del suelo intacto y el acomodamiento desordenado de partículas del suelo amasado. (Leoni, 1984, p.42)

La compresión simple es aceptada ampliamente como un medio para determinar la resistencia al corte de un suelo. Es evidente que la resistencia al corte o cohesión (símbolo c) de una muestra de suelo puede ser calculada aproximadamente como se muestra en la ecuación 1 (Bowles, 1981).

$$C = \frac{q_u}{2} \left(\frac{Kgs}{cm^2} \right) \text{ Ecuación 1}$$

q_u representa la resistencia a la compresión inconfiada del suelo. Este cálculo se basa en el hecho que el esfuerzo principal menor σ_3 , es cero (atmosférico) y que el ángulo de fricción interna del suelo ϕ se supone cero. Esta condición $\phi=0$ es la misma obtenida en el ensayo no consolidado no drenado del experimento. (Bowles, 1981, p.133)

Este ensayo es ampliamente utilizado, ya que constituye un método rápido y económico. Consiste en un ensayo uniaxial, que se realiza de dos maneras, mediante un control de deformación o bien, mediante un control de esfuerzos.

El primero, es ampliamente utilizado, controlando la velocidad de avance de la plataforma del equipo. El segundo, requiere ir realizando incrementos de carga, lo que puede causar errores en las deformaciones unitarias al producirse una carga adicional de impacto al aumentar la carga, por lo que resulta de prácticamente nula utilización.

Las probetas deben cumplir con las siguientes condiciones:

Diámetro mínimo 33 mm,

Tamaño máximo de las partículas menor que 1/10 de su diámetro.

Relación altura-diámetro (L/D) debe ser lo suficientemente grande para evitar interferencias en los planos potenciales de falla a 45° y lo suficientemente corta para evitar que actúe como columna; para satisfacer ambos criterios, se recomienda una relación L/D comprendida entre 2 y 3. Se realiza en muestras inalteradas hasta obtener su resultado, luego se toma un q_u remoldeado con el cual, hallamos la sensibilidad del suelo, aplicando la ecuación 2 (Bowles, 1981, p.136)

$$S = \frac{q_{u\text{inalterado}}}{q_{u\text{remoldeado}}} \text{ Ecuación 2.}$$

1.1.2 COLAPSO

A continuación, se analizarán los diferentes mecanismos de colapso para distintas estructuras de suelos, para lo cual se seguirá, principalmente el trabajo de (Dudley & Redolfi, 2007) algunas de las causas por las que ocurriría colapso son:

La estructura del suelo deberá tener ciertas características, de modo tal que se tienda a la ocurrencia de dicho fenómeno; también las partículas estarán unidas entre sí por fuerzas o materiales cementantes que son susceptibles, tanto unas como otros pueden ser anulados o reducidos cuando aumenta el contenido de humedad del suelo y cuando este soporte es reducido o anulado, las partículas del suelo deslizan o ruedan, por una pérdida de la resistencia al corte. (Dudley & Redolfi, 2007,p.4)

Las arenas y las gravas tienen estructura simple, también ampliable a los limos. En ella, las conexiones entre granos son reales debido a fuerzas gravitacionales, exteriores o capilares. Las capilares dependen del grado de saturación que posea el suelo. La humedad del suelo puede variar entre el estado saturado y el seco, las tensiones capilares serán variables con el contenido de humedad y desaparecerán tanto al saturarse como al secarse, según afirma (Redolfi, 2007, p.5).

Dice que, debido al agua, la presión de poros es negativa y hace que los granos del suelo se unan e incrementen la resistencia al deslizamiento. Si el suelo se satura la presión disminuye, también la resistencia al corte, provocando un deslizamiento relativo entre los granos de suelo. Si la estructura es macro porosa, el deslizamiento provoca una disminución de volumen. Este tipo de mecanismo de colapso o desmoronamiento puede ampliarse también para arenas en las que sus vínculos están formados por partículas de limos. Cada partícula de arcilla posee una carga neta negativa que se equilibra con los cationes de la doble capa que la rodea. Dos partículas se repelerán entre sí cuando entran en contacto sus dobles capas. A medida que se trate de acercarlas, esta fuerza de repulsión aumentará. Existe una atracción entre las partículas debidas a las fuerzas de Van der Waals o fuerzas de enlace secundario, ésta también es función de la distancia entre las partículas. Por lo tanto, las partículas se atraerán o repelerán en función de la resultante de estas dos. (Redolfi, 2007, p.5)

Las fuerzas de repulsión son dependientes de las características del sistema (espesor de la doble capa), no así las fuerzas de atracción, que en general son independientes de él. Las partículas podrán alejarse o acercarse, modificando las características del medio y por ende el espesor de las dobles capas. (Redolfi, 2007, p.6)

El proceso de acercamiento de una partícula con otra se denomina floculación y al proceso de alejamiento de una partícula respecto a otra dispersión. Hay floculación cuando aumenta alguna de estas características; concentración de iones, temperatura o disminuyendo una o más de las siguientes: constante dieléctrica, tamaño del ion hidratado, absorción de aniones, pH. (Lambe & Whitman, 2012) citado por (Redolfi, 2007, p.7)

Siguiendo el concepto de Redolfi, donde habla sobre cómo una estructura es modificada cuando la desestabilizan de manera externa o sus vínculos cambian. Los vínculos entre partículas tienen un agente cementante el cual les brinda una resistencia cohesiva, la cual es temporal y pierden resistencia. (Redolfi, 2007, p.6)

Siempre habrá vínculos o fuerzas que unen o ligan una partícula con otra. Si la estructura del suelo se encuentra en estado de equilibrio, y un agente externo provoca una disminución o anulación de las fuerzas que vinculan unas partículas con otras, el suelo pasa a un nuevo estado de equilibrio. Esto provoca un cambio de la estructura del suelo, puede depender de la magnitud de los cambios provocados en los vínculos y/o fuerzas por el agente externo y del estado tensional existente en los vínculos. Los cambios provocados por el agente externo no son suficientes para efectuar un cambio de estructura, permanecerá inalterada. Pero la condición de equilibrio puede haber variado, puesto que de alguna forma el agente ha "sensibilizado" al suelo. (Redolfi, 2007, p.6)

Metodología para hallar colapso del suelo

La metodología acogida fue adaptada a partir de la investigación de (Valencia, Yepes, & Echeverri, 2015, p.2). La tabla 2 explica las diferentes ecuaciones para determinar el potencial de colapso de los suelos.

Tabla 2

Criterios Reportados para la identificación de suelos que sufren colapso según (Das Braja,2010)

Investigador	Año	Criterio
		Coeficiente de hundimiento (K)
		$K = \frac{\text{relación de vacíos en el límite líquido}}{\text{relación de vacíos natural}}$
Denisov	1951	<p>$K = 0,5 - 0,75$: Alto potencial de colapso</p> <p>$K = 1,0$: limoarcilloso que no presenta colapso</p> <p>$K = 1,5 - 2,00$: Suelo que no presenta colapso</p>
		Coeficiente de hundimiento (K_D)
		$K_D = \frac{(\text{humedad natural} - \text{límite plástico})}{\text{índice de plasticidad}}$
Priklonski	1952	<p>$K_D < 0,0$; suelos con alto potencial de colapso</p> <p>$K_D > 0,5$; suelo no presenta colapso</p> <p>$K_D > 1,0$: suelos expansivos</p>

Investigador	Año	Criterio
		Coeficiente de hundimiento (L)
Soviet		$L = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0}$
Building	1962	Donde e_0 = relación de vacíos natural y e_L = relación de vacíos en el límite líquido. Para un grado de saturación natural menor que 60%, si $L > -0,1$, se trata de un suelo que presenta colapso.
Code		Loess de Iowa con contenido de arcilla (<0,002mm): <16%: alta probabilidad de colapso
Handy	1973	16-24%: probabilidad de colapso 24-32%: menos del 50% de probabilidad de colapso >32%: usualmente seguro contra el colapso.

Adicionalmente, se acoge la norma INV.E-157-07 Determinación de Índice de Colpaso de un Suelo parcialmente saturado

Dentro de la cual, a partir de la metodología propuesta allí, se realiza un procedimiento en el laboratorio a una muestra de suelo inalterado o remoldeado. En el presente caso se realiza sobre una muestra de suelo inalterado.

Por medio del ensayo y de la aplicación de las fórmulas planteadas allí, se obtiene un resultado que se clasifica en la Tabla 3 tomada de (Knight, 1975), que se puede observar a continuación.

Tabla 3

Clasificación del Índice de Colapso, I_c

Índice de colapso (%)	Gravedad del Problema
0-1	Ninguno
1-5	Moderado
5-10	Problemático
10-20	Grave
>20	Muy grave

De esta forma, se logra el índice de colapso y clasificarlo.

1.1.3 COMPRESIBILIDAD

Como lo mencionan (Poliotti y Sierra, 2011) quienes afirman que, “Todos los materiales, al ser sujetos a cambios en las condiciones de esfuerzos, experimentan deformaciones, que pueden o no ser dependientes del tiempo” (p.3). Las relaciones entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo, cambian según el material que se analiza. Las relaciones más sencillas se producen en los materiales elásticos lineales, donde el esfuerzo y la deformación son proporcionales e independientes del tiempo.

Las deformaciones del suelo debidas a la aplicación de una carga externa son producto de una disminución del volumen total de la masa del suelo y particularmente una reducción del volumen

de vacíos, si estos vacíos están llenos de agua (suelo saturado), como al fluido lo consideramos incompresible, dicha disminución de la relación de vacíos sólo es posible si el volumen de líquido disminuye por lo tanto se produce un flujo de líquido hacia algún estrato permeable. Si en cambio el suelo en sus vacíos posee aire y agua (suelo parcialmente saturado) o sólo aire, la disminución de la relación de vacíos se produce por una compresión de los gases que posee. Como se puede ver el proceso de consolidación en la figura 1 y la variación de volumen en la figura 2:

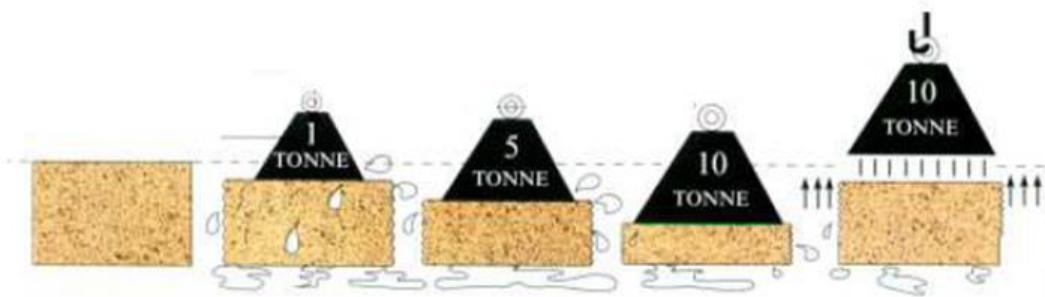


Figura 1. Proceso de consolidación por Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de Argentina.

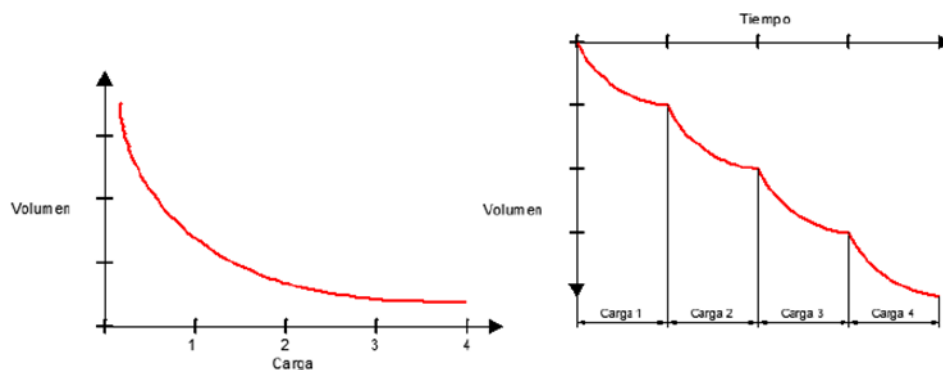


Figura 2. Variaciones del volumen durante la consolidación por Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de Argentina.

Metodología para la determinación de la consolidación

El procedimiento de prueba de consolidación unidimensional fue sugerido por primera vez por (Terzaghi, 2013). Esta prueba se lleva a cabo en un consolidómetro (a veces referido como un edómetro).

La figura 3 es el diagrama esquemático de un consolidómetro. La muestra de suelo se coloca dentro de un anillo de metal con dos piedras porosas, una en la parte superior de la probeta y otra en la parte inferior. Los especímenes tienen generalmente 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga de la probeta es aplicada a través de un brazo de palanca y la compresión se mide mediante un micrómetro calibrado.

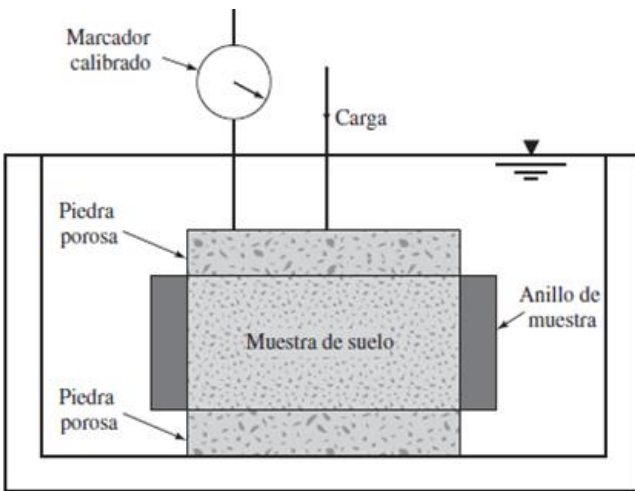


Figura 3. Consolidómetro

Durante la prueba, la muestra se mantiene bajo el agua. Cada carga generalmente se mantiene durante 24 horas. Después de eso la carga por lo general se duplica, duplicando así la presión sobre la muestra, y se continúa con la medición de la compresión. Al final de la prueba, se determina el peso en seco de la muestra de ensayo. La forma del consolidómetro con sus partes se muestra en la ilustración 4 (ver apéndice).

La forma general de la gráfica de deformación de la muestra en función del tiempo para un incremento de carga dada se muestra en la figura 4.

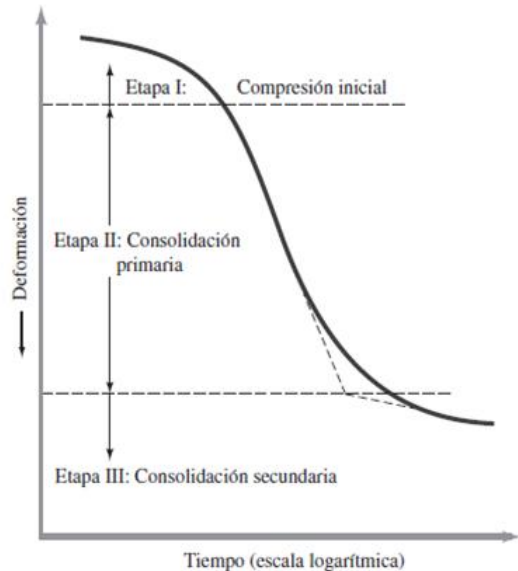


Figura 4. Gráfica de deformación en función del tiempo durante una consolidación para un incremento particular de la carga.

A partir del diagrama de la figura 4 se puede observar que hay tres etapas, que son:

Etapa I: Compresión inicial, que es causada sobre todo por la precarga.

Etapa II: Consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión del agua intersticial se transfiere gradualmente en esfuerzo efectivo por la expulsión de la misma.

Etapa III: Consolidación secundaria, se produce después de la disipación total del exceso de presión del agua intersticial, cuando se lleva a cabo alguna deformación de la muestra debido al reajuste plástico del suelo.

Índice de vacíos-puntos de presión

Después de obtener las gráficas de deformación en función del tiempo para diversas cargas en el laboratorio, es necesario estudiar el cambio en el índice de vacíos de la muestra con presión.

A continuación, se presenta un procedimiento paso a paso según (Das, 2013, p. 189).

a) Calcular la altura de sólidos, H_s con la siguiente ecuación 7.

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s\gamma_w} \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

W_s : peso seco de la muestra

A : área de la muestra

G_s : gravedad específica de sólidos del suelo

γ_w : peso unitario de agua

b) Calcular la altura inicial de vacíos, H_v con la ecuación 8

$$H_v = H - H_s \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

H : altura inicial de la muestra.

c) Calcular el índice de vacíos inicial, e_0 , de la muestra con la ecuación número 9:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s} \text{ Ec. 9}$$

El cambio la altura de la muestra en una prueba de consolidación en una dimensión se muestra en la figura 5.

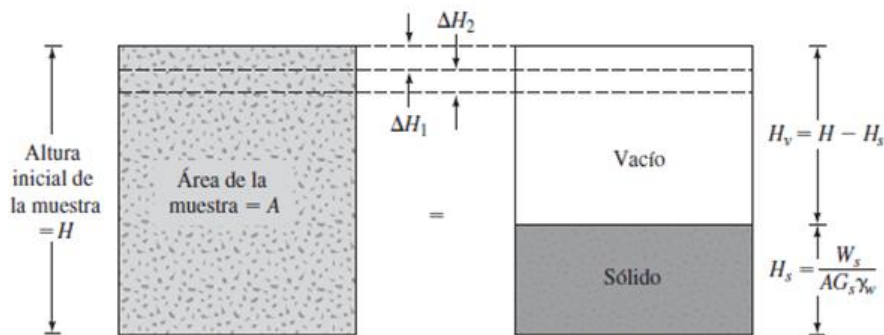


Figura 5. Cambio en la altura de la muestra en una prueba de consolidación en una dimensión.

a) Para la primera carga gradual de σ_1 (carga total/unidad de área de la muestra), lo que provoca la deformación ΔH_1 , calcular el cambio en la relación de vacíos Δe_1 con la siguiente ecuación número 10:

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \quad \text{Ec. 10}$$

ΔH_1 se obtiene a partir de las lecturas del dial finales inicial y para la carga. En este momento la presión efectiva sobre la muestra se obtiene con la ecuación 11:

$$\sigma' = \sigma_1 = \sigma'_1 \quad \text{Ec. 11}$$

b) Calcular el nuevo índice de vacíos, e_1 , después de la consolidación causada por el incremento de presión σ_1 se obtiene con la ecuación 12:

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \text{ Ec. 12}$$

Para la siguiente carga, σ_2 (nota: σ_2 es igual a la carga acumulada por unidad de área de la muestra), provoca la deformación adicional ΔH_2 , la relación de vacío e_2 , al final de la consolidación se puede calcular con la siguiente ecuación número 13:

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \text{ Ec. 13}$$

Tenga en cuenta que, en este momento, la presión efectiva sobre la muestra se calcula con la siguiente ecuación 14:

$$\sigma' = \sigma_2 = \sigma'_2 \text{ Ec.14}$$

Procediendo de una manera similar, podemos obtener los índices de vacío al final de la consolidación para todos los incrementos de carga.

Las presiones efectivas ($\sigma = \sigma'$) y los índices de vacíos correspondientes (e) al final de la consolidación son impresos en papel cuadrulado semilogarítmico. La forma típica de este tipo de trama se muestra en la figura 6.

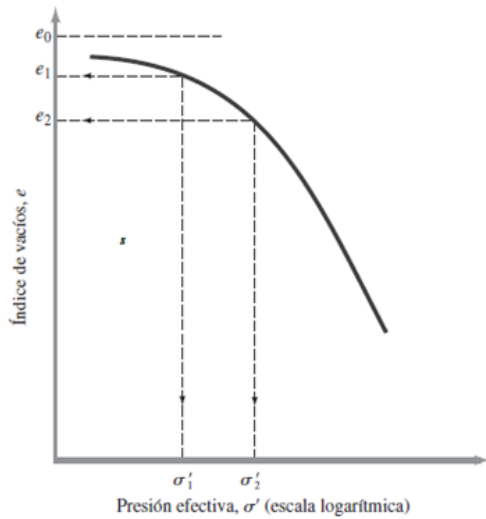


Figura 6. Gráfica típica de e en función de $\log \sigma'$.

❖ Índice de compresión (Cc) e índice de abultamiento (Cs)

Se puede determinar el índice de compresión para el asentamiento de campo provocado por la consolidación por construcción gráfica, después de la obtención de resultados de las pruebas de laboratorio para el índice de vacíos y para la presión.

Como (Das, 2013) sugiere: “Expresiones empíricas para el índice de compresión. Para arcillas inalteradas se calcula con la ecuación número 15:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad \text{Ec. 15}$$

Para arcillas remodeladas con la ecuación número 16:

$$C_c = 0.007(LL - 10) \quad \text{Ec. 16}$$

Donde LL = límite líquido (%). En ausencia de datos de consolidación de laboratorio, la ecuación (1) se utiliza a menudo para un cálculo aproximado de la consolidación primaria en campo. También están disponibles otras correlaciones para el índice de compresión”.

Varias de estas correlaciones han sido recopiladas por (Das, 2013, p.197) y éstas se dan en la tabla 4.

Tabla 4

Correlaciones para el índice de compresión, C_c .

Ecuación	Región de aplicabilidad
$C_c = 0.01W_N$	Arcillas de Chicago
$C_c = 1.15(e_o - 0.27)$	Todas las arcillas
$C_c = 0.30(e_o - 0.27)$	Suelos cohesivos inorgánicos: limo, arcilla limosa, arcilla.
$C_c = 0.0115 W_N$	Suelos orgánicos: turbas, limo orgánico y arcilla.
$C_c = 0.0046(LL-9)$	Arcillas brasileñas.
$C_c = 0.75(e_o - 0.5)$	Suelos con baja plasticidad
$C_c = 0.208e_o + 0.0083$	Arcillas de Chicago
$C_c = 0.156e_o + 0.0107$	Todas las arcillas

Nota: e_o = índice de vacíos in situ; W_N = contenido de agua in situ.

Con base en las observaciones de varias arcillas naturales (Rendon-Herrero, 1983) citado por (Das, 2013, p.197) dio la relación para el índice de compresión la forma se halla con la ecuación número 17:

$$C_c = 0.141 G_s^{1.2} \left(\frac{1+e_0}{G_s} \right)^{2.38} \quad \text{Ec. 17}$$

Más recientemente (Das, 2013) expresa el índice de compresión por medio de la siguiente ecuación 18:

$$C_c = \frac{n_o}{371.747 - 4.275 n_o} \quad \text{Ec. 18}$$

Donde (n_o) porosidad del suelo in situ.

Con base en el modelo de arcilla modificado (Das, 2013) se ha demostrado que con la ecuación número 19 se halla el coeficiente de consolidación:

$$C_c \approx 0.5 G_s * \frac{[PI(\%)]}{100} \quad \text{Ec. 19}$$

Donde PI = índice de plasticidad. Si se toma un valor medio para G_s de aproximadamente 2.7

$$C_c \approx \frac{PI}{74} \quad \text{Ec. 20}$$

El índice de abultamiento es sensiblemente menor en magnitud que el índice de compresión, y por lo general puede ser determinado a partir de pruebas de laboratorio. Los valores típicos del límite líquido, límite plástico, índice de compresión inicial y el índice de abultamiento para algunos suelos naturales se dan en la tabla 5 y de ésta se puede observar que $C_s \approx 0.2$ a $0.3 C_c$.

Con base en el modelo de arcilla modificado (Das, 2013, p.197) ha demostrado que con la ecuación número 21:

$$C_s \approx \frac{PI}{370} \quad \text{Ec. 21}$$

Tabla 5

Compresión y abultamiento de suelos naturales.

Suelo	Límite líquido	Límite plástico	Índice de compresión Cc	Índice de abultamiento Cs	de Cs/Cc
Arcilla azul de Boston	41	20	0.35	0.07	0.2
Arcilla de Chicago	60	20	0.4	0.07	0.175
Arcilla de Fuerte Gordon, Georgia	51	26	0.12	0.04	0.33
Arcilla de Nueva Orleans	80	25	0.3	0.05	0.17
Arcilla de Montana	60	28	0.21	0.05	0.24

El problema de la consolidación es esencialmente un problema de flujo de agua no establecido a través de una masa porosa, según (Juarez Badillo, 2005, p.37).

5.2 MARCO DE ANTECEDENTES

En el trabajo realizado por Lizcano, Herrera, & Santamarina, donde afirman que “Los suelos residuales evolucionan a partir de la meteorización in situ, y normalmente, se caracterizan por una granulometría más fina próxima a la superficie donde la alteración ha sido más intensa.

A pesar de esta generalización, existen suelos residuales que reflejan mayor alteración en profundidad; este es frecuentemente el caso de los suelos derivados de cenizas volcánicas. Este estudio trata de explicar la formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia para entender los mecanismos que gobiernan sus propiedades físicas, el comportamiento mecánico y las principales consecuencias geotécnicas.

El programa experimental incluye el estudio de propiedades químicas, térmicas, eléctricas y mecánicas, y su interpretación en términos de estructura interna, composición e interacción entre partículas y fluidos. A la luz de los resultados experimentales y de los problemas geotécnicos observados en campo, se evidencia la necesidad de reanalizar las técnicas de caracterización y diseño para optimizar el desempeño de estos suelos en aplicaciones de ingeniería”. (Lizcano, Herrera, & Santamarina, 2006, p.1)

Cabe destacar que (Luna, 1969) hizo una “investigación de tipo descriptiva, reúne información existente sobre los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia y se hace un estudio en

laboratorio de perfiles con diferentes condiciones de pendiente en Antioquia, como en Medellín; se encuentra un material muy poroso debido a la ceniza volcánica, la movilización de sílice y de óxidos de hierro es lenta.”.

Este posee una relación con el estudio donde “por medio de un programa experimental busca explorar la composición, estructura y efectos más importantes al esfuerzo-deformación de suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia, para evaluar su desempeño en aplicaciones de la ingeniería” (Ardila, 2006, p.15).

Henao, realizó un estudio donde no sólo describió los suelos derivados de cenizas volcánicas como lo hizo Lizcano y Luna, sino que se centró en realizar “un estudio del comportamiento volumétrico bajo condiciones de saturación parcial realizado sobre un suelo residual derivado de ceniza volcánica originario del municipio de Palestina, en el departamento de Caldas. (Henao, 2016, p.5)

En el artículo de (Rodríguez, Salgado, Gallo, & Vanegas, 2014) se hace referencia a la primera etapa de una investigación que está enmarcada por una revisión bibliográfica y teórica de todos los criterios, métodos y ensayos que se han utilizado a través del tiempo para determinar el grado de colapso de los suelos y, posteriormente, se realiza una segunda etapa que consiste en la aplicación de una serie de ensayos de laboratorio para obtener las conclusiones pertinentes para identificar el grado de colapso del suelo. Esta investigación se lleva a cabo en la ciudad de Medellín, principalmente en la zona oriental donde se encuentra ubicada la dunita, en este artículo expresan que lo más importante para la determinación del colapso es tener presente todos los requisitos o normas a la hora de tomar las muestras en sitio y realizar los ensayos de laboratorio.

Se desarrolló un programa experimental sobre muestras de suelo compactado, en donde se utilizó la técnica del psicrómetro para medir la succión, y por medio de un consolidómetro convencional se determinaron las características de cambio volumétrico”.

En el valle de San Nicolás, hicieron una variación de las propiedades mecánicas de suelos residuales mediante saturación con agua con detergente. (Acosta, 2013, p.1)

Mientras que el trabajo realizado por Hermosilla presenta una “descripción y evaluación del colapso a diversos suelos derivados de cenizas volcánicas del Sur de Chile, mediante la evaluación de sus parámetros físicos, según diferentes criterios de identificación”. (Hermosilla, 2012, p.1).

Adicionalmente, el trabajo realizado por García, Córdova, Gonzáles, & Sánchez, se basan en el “mejoramiento de un suelo arcilloso con alta compresibilidad con extracto de Polush” (García, Córdova, Gonzáles, & Sánchez, 2011, p.1).

En Bogotá, Colombia. Sanabria, realizó un estudio en el cual evalúa justamente las arcillas y los parámetros que posee y se orientó principalmente al estudio de su compresibilidad.

Se realizaron ensayos de consolidación y de resistencia tipo triaxial con el fin de establecer tales parámetros y estudiar la sensibilidad a algunas variaciones en los factores de ejecución de los ensayos de compresibilidad. (Sanabria, 2013, p.2),

En Coatzacoalcos, se presentó un trabajo donde también se “estudian correlaciones entre el índice de compresibilidad y propiedades índice para suelos de la zona de Coatzacoalcos Minatitlán.

Se analizan las propiedades de compresibilidad de un suelo fino, ensayado en estado inalterado y remoldeado. Para lo anterior se realizaron 16 pruebas de consolidación a un material obtenido de un sondeo ejecutado en Coatzacoalcos.

Los ensayos en suelos remoldeados se llevaron a cabo en muestras cuyo contenido de agua se llevó al límite líquido, generándose con esto curvas de compresibilidad que solo presentan la configuración de su tramo virgen.

También se analizan los resultados de 240 pruebas de consolidación de suelos cohesivos, obtenidos de sitios cercanos al área donde se ejecutó el sondeo del presente estudio, Minatitlán y Coatzacoalcos.” (Roque, 2004, p.5).

Pese a que muchos de los investigadores encontrados, se centraron en la descripción de suelos derivados de cenizas volcánicas, Campoverde, evaluó uno de los parámetros del suelo diferente, pues “hizo una correlación empírica para la obtención de los valores del índice de compresión primaria c_c para los suelos de la ciudad de Guayaquil, donde proporcionan nuevas ecuaciones empíricas para el cálculo del Índice de Compresión Primaria (C_c) en la predicción de asentamientos, con menor grado de incertidumbre, para la obtención de las ecuaciones de correlación, se llevó a cabo un análisis de 200 ensayos ubicados en la ciudad de Guayaquil, dentro de los cuales se ha enfocado en el estudio del comportamiento de suelos finos arcillo limosos.” (Campoverde, 2013, p.3).

Rollins & Rogers, llevaron a cabo un estudio comparativo en un sitio ubicado en Nephi, Utah (EE. UU.) Para evaluar el costo y la efectividad de diversos métodos de tratamiento bajo condiciones de campo usando seis pruebas a gran escala en pies cuadrados de 1,5 m. Los métodos de tratamiento incluyeron: (1) pre-humectación con agua; (2) pre humectación con una solución de silicato de sodio al 2%; y (3) excavación parcial y reemplazo con relleno granular compactado; (4) compactación dinámica en suelo seco; y (5) compactación dinámica en suelo pre-humedecido. La mejora del suelo se evaluó usando pruebas de doble edómetro en muestras no alteradas junto con

pruebas de penetración de conos y pruebas de presímetro. El perfil del suelo generalmente estaba compuesto de limo arcilloso arenoso (CL-ML). El contenido de agua natural generalmente estaba entre 7% y 10%, mientras que el límite líquido era aproximadamente 22% y el índice de plasticidad era aproximadamente 5%. La distribución del tamaño de grano del suelo consistía típicamente en un 30% de arena, un 60% de limo y un 10% de arcilla. (Rollins & Rogers, 1994, p.580)

5.3 MARCO LEGAL

Tabla 6

Normas utilizadas en la investigación con su respectiva descripción.

Norma	Descripción
ENSAYO COMPRESIÓN NO CONFINADA I.N.V.E.-152-07	Siguiendo esta norma se puede determinar la resistencia a la compresión inconfiada de suelos cohesivos bajo condiciones inalteradas o remodeladas, aplicando carga axial, usando cualquiera de los métodos de resistencia controlada o deformación controlada. Este ensayo se emplea únicamente para suelos cohesivos, ya que en un suelo carente de cohesión no puede formarse una probeta sin confinamiento lateral.
ENSAYO DE DOBLE EDÓMETRO I.N.V.E. 157-07	Este procedimiento de ensayo tiene por objeto determinar la magnitud del colapso unidimensional o edométrico que se produce en el momento cuando se inunda un suelo parcialmente saturado y es aplicable tanto a muestras de suelo inalterado como remodelado. En el método de ensayo se describen la técnica de preparación de la muestra, el equipo necesario, el procedimiento a seguir para cuantificar el cambio de altura que se produce en la muestra y la presentación de los resultados.
ENSAYO CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL EN SUELOS I.N.V.E.-151-07	Este método se refiere al procedimiento para determinar la magnitud de la consolidación de muestras de suelos cuando se confinan lateralmente y se drenan axialmente mientras se someten a incrementos controlados de esfuerzo vertical.

DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DEL CONTENIDO DE AGUA (HUMEDAD) DEL SUELO, ROCA Y MEZCLAS DE SUELO -AGREGADO I.N.V.E.-122-07

La aplicación práctica de la determinación del contenido de agua en un material, es conocer la masa del agua removida al secar dicho material cuando está húmedo (espécimen de prueba) hasta peso constante, en un horno controlado a $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$ ($230^{\circ} \pm 9^{\circ} \text{ F}$); y usar este valor como la masa del agua en el espécimen de prueba. La masa del material remanente después de secado en el horno, corresponde a la masa de las partículas sólidas.

DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SUELOS Y DEL LLENANTE MINERAL I.N.V.E.-128-07

Este método de ensayo se utiliza para determinar la gravedad específica de los suelos y del llenante mineral (filler) por medio de un picnómetro. Cuando el suelo está compuesto solo de partículas mayores que el tamiz de 4.75 mm (No. 4), se deberá seguir el método de ensayo para determinar la Gravedad Específica y la Absorción del Agregado Grueso, norma INV E – 223. Cuando el suelo está compuesto por partículas mayores y menores que el tamiz de 4.75 mm (No. 4), se utilizará el método de ensayo correspondiente a cada porción (normas INV E – 222 e INV E – 223).

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO I.N.V. E – 123 – 07

El análisis granulométrico tiene por objeto la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de suelo. Esta norma describe el método para determinar los porcentajes de suelo que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo, hasta el de 75 μm (No.200).

DESCRIPCIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS (PROCEDIMIENTO VISUAL Y MANUAL) I.N.V. E – 102 – 07

Usando el examen visual y mediante ensayos manuales simples, esta Norma da los criterios para describir e identificar los suelos. Al suelo puede dársele una identificación asignándole un (os) símbolo (s) de grupo y un nombre. Si el suelo tiene propiedades que no lo colocan claramente dentro de un grupo específico, pueden usarse símbolos "fronterizos".

INVESTIGACIÓN DE SUELOS Y ROCAS PARA PROPÓSITOS DE INGENIERIA I.N.V. E – 101-07

Esta norma hace referencia a los métodos por medio de los cuales se pueden determinar las condiciones de suelos, rocas y agua freática. El objetivo de la investigación consiste en la identificación y localización, tanto vertical como horizontalmente, de los tipos significativos de suelos y rocas y las condiciones de

OBTENCIÓN DE MUESTRAS PARA PROBETAS DE ENSAYO MEDIANTE TUBOS DE PARED DELGADA I.N.V. E – 105 – 07

agua freática presentes en un área dada y el establecimiento de las características de materiales subyacentes a la superficie ya sea por muestreo, por pruebas en el terreno o ambos.

Este método establece un procedimiento para el uso de un tubo metálico de paredes delgadas para la obtención de muestras relativamente inalteradas de suelos, apropiadas para pruebas de laboratorio destinadas a establecer propiedades empleadas en ingeniería, tales como resistencia, compresibilidad, permeabilidad y densidad.

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)

Es el reglamento colombiano encargado de regular el diseño, construcción y supervisión técnica de edificaciones en todo el territorio nacional, toda construcción debe someterse a los criterios y requisitos mínimos que establece esta norma.

Plan de Ordenamiento Territorial de Pereira (POT)

El plan de ordenamiento del Territorio tiene por objeto brindar a la planeación económica y social su dimensión territorial, racionalizar la intervención sobre su territorio y propiciar su desarrollo y aprovechamiento sostenible, teniendo en cuenta las relaciones intermunicipales, metropolitanas y regionales, las condiciones de diversidad étnica y cultural.

5.4 MARCO CONCEPTUAL

5.4.1 Sensibilidad (S_t)

Factores como el tiempo, presión y condiciones ambientales, dan lugar a que un suelo posea más resistencia en estado inalterado que en estado remoldeado. La sensibilidad se emplea para describir el desfase entre estas resistencias.

También la sensibilidad está relacionada con el índice de liquidez, puesto que la máxima pérdida de resistencia se produce en un suelo flocculado, su contenido de agua es muy grande comparado con el límite líquido determinado con suelo remoldeado. (Lambe & Whitman, 2012)

5.4.2 Colapso

Colapso es la disminución rápida de volumen del suelo y se produce por el incremento de alguno de los factores como contenido de humedad (w), grado de saturación (S_r), tensión media actuante (τ), tensión de corte (σ), presión de poros (μ) (Zur & Wisemam, 1993, p.2).

❖ Suelos colapsables

(Reginato, 1977) afirma que en general, los suelos colapsables presentan una serie de características comunes, tales como :

Estructura macro porosa, con índice de huecos (e), entre relativamente alto, a muy alto.

Granulometría predominantemente fina, con predominio de fracciones de limos y de arcilla. El tamaño de los granos es generalmente poco distribuido y con los granos más grandes escasamente meteorizados.

Estos suelos, caracterizados por tener una estructura muy abierta y floja, conservan su estabilidad por el estado de sequedad de la atmósfera. Al principio por ser depositados (por vía acuosa o eólica, lo que ayuda a formar dicha estructura) no tienen cohesión, pero acaban cementándose ligeramente por cristales de sulfatos o por rellenarse sus vacíos con partículas más finas, lo que les proporciona, en seco, una resistencia apreciable. (Vallejo, 2002, p.135)

Según (MOLL, 1975) citado por (Quijano, 2018, p.27) los suelos colapsables poseen una estructura altamente porosa, tiene una fábrica de textura abierta, que puede llegar a resistir esfuerzos razonablemente grandes para condiciones de no saturación, pero que presentan una disminución brusca de volumen, debido al colapso de la estructura al ser saturados, aún para condiciones de esfuerzo relativamente baja.

La subsidencia del terreno es un fenómeno consistente en el hundimiento de la superficie terrestre cuyo origen puede deberse a diversas causas generando cuantiosos daños en aquellas infraestructuras que se asientan sobre ella. Tomas, 2010 citado por (Quijano, 2018, p.20)

5.4.3 Compresibilidad

Como lo mencionan Poliotti & Sierra, “Todos los materiales, al ser sujetos a cambios en las condiciones de esfuerzos, experimentan deformaciones, que pueden o no ser dependientes del

tiempo”. Las relaciones entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo, varían según el material a analizar.

Las características esfuerzo-deformación-tiempo de un suelo dependerán no solo del tipo de suelo y su estado de consistencia, sino también de la forma en que es cargado, de su ubicación estratigráfica, etc. Es necesario estudiar estas características del suelo, debido a que en general éstos sufren deformaciones superiores a las de la estructura que le transmite la carga y no siempre se producen instantáneamente ante la aplicación misma de la carga. (Poliotti & Sierra, 2011, p.3)

Las deformaciones del suelo debidas a la aplicación de una carga externa (Ilustración 2) son producto de una disminución del volumen total de la masa del suelo y particularmente una reducción del volumen de vacíos, ya que el volumen de sólidos es constante, por lo tanto, dichas deformaciones son producto de una disminución de la relación de vacíos del suelo como se muestra en la ilustración 3 (todas las ilustraciones se muestran en el apéndice).

En los suelos finos arcillosos, la permeabilidad es muy baja, por lo que el flujo de agua es muy lento, y la disipación del exceso de presión neutra es muy lenta. En consecuencia, el suelo puede continuar deformándose durante varios años después de finalizada la construcción de la obra que trasmite la carga.

6. DISEÑO METODOLÓGICO

6.1 ENFOQUE DE INVESTIGACIÓN Y TIPO DE ESTUDIO

La investigación descriptiva según el autor (Danhke,1989) se realiza cuando algún fenómeno es sometido a análisis y se tratan de encontrar las características y propiedades más importantes de este, por lo que el presente proyecto se considera de carácter descriptivo, ya que consiste en caracterizar el suelo derivado de cenizas volcánicas en la ciudad de Pereira, en el sector de Galicia, para especificar sus parámetros físico mecánicos y propiedades índice.

Adicionalmente los autores (Santa palella y feliberto Martins, 2010) definen la investigación experimental como aquella que analiza variables no comprobadas bajo unas condiciones controladas, para explicar por qué o de qué modo se produce algún fenómeno en especial. También esta investigación experimental busca predecir el futuro y elaborar pronósticos que luego de ser comprobados, se pueden convertir en una ley para mejorar el conocimiento y la acción educativa. Por lo que en la presente investigación no solo se tiene en cuenta la parte descriptiva sino también la experimental ya que el elemento en análisis como lo es el suelo en el sector de Galicia, es algo poco estudiado porque no estaba dentro de la expansión urbana, pero que por el desarrollo de la civilización, es ahora un sector muy propenso a ser utilizado para construcciones de viviendas, por lo que es importante analizarlo y así brindarle información valiosa a las personas que construirán sobre él.

6.2 MATRIZ DE DISEÑO METODOLÓGICO

Objetivo General	Objetivos específicos	Actividades	Técnica	Instrumentos	Producto esperado
Determinar la compresibilidad, sensibilidad y colapso en suelos derivados de cenizas volcánicas en el sector Galicia de la ciudad de Pereira.	Caracterizar las propiedades índice y parámetros físico-mecánicos del suelo del sector Galicia.	Selección de sitio	Observación de campo	Cartografía y POT municipal	Referenciación cartográfica
		Exploración geotécnica	Perforación manual y análisis de muestras	Equipo de perforación, tubos Shelby	Perfil estratigráfico
		Ensayos de laboratorio	Normas INVIAS	Equipos de laboratorio	Base de datos de propiedades físico-mecánicas
	Establecer las relaciones de la compresibilidad, sensibilidad y colapso en los suelos derivados de cenizas volcánicas.	Relación de las propiedades índice con la compresibilidad.	Gráficas comparativas.	Gráficas	Relaciones básicas entre las propiedades índice del suelo y las variables de compresibilidad, sensibilidad y colapso.
		Relación de las propiedades índice con la sensibilidad.			
		Relación de las propiedades índice con el colapso.			
		Definir los tipos de relación que se dan entre estas variables.			

6.3 FASES Y RESULTADOS

❖ Fase preliminar

La ejecución de la investigación nace en la necesidad de información por y para el Municipio, por lo tanto en la fase preliminar se adelantó consulta de:

- Información secundaria consistente en estudios realizados en suelos derivados de cenizas volcánicas.
- Estudios relacionados con la compresibilidad, sensibilidad y colapso de los suelos para relacionarlo con la presente investigación.
- POT (Plan de ordenamiento territorial) de Pereira para determinar zonas de expansión
- Ensayos de curaduría del sector de cerritos.

❖ Fase de campo

En la fase de campo se abordaron las siguientes actividades: selección de sitio de estudio, muestreo y recuperación de muestras inalteradas y alteradas, realización de ensayos de laboratorio.

- Selección de sitio de estudio: Se utilizó el POT del municipio de Pereira y se eligió el sector de Galicia (conjunto residencial Sol de Galicia) porque es una zona de expansión en donde el municipio tiene propuesto su desarrollo urbanístico.

- Muestreo y recuperación de muestras inalteradas y alteradas: se utilizó un equipo de extracción de muestras de suelo con tubos de pared delgada (shelby) y se realizó la perforación a 17 metros de profundidad.

- Realización de ensayos de laboratorio:
 - Límites de atterberg (Norma INV.E-125-13; 126-13)
 - Potencial de colapso (Norma INV.E-157-13)
 - Consolidación unidimensional de suelos (Norma INV.E-151-13)
 - Contenido de humedad (Norma INV.E-122-13)
 - Gravedad específica (Norma INV.E-120-13)
 - Tamizado por lavado (Norma INV.E-123-13)
 - Corte directo (Norma INV.E-154-13)
 - Granulometría por hidrómetro (Norma INV.E-124-07)
 - Determinación del índice de colapso de un suelo parcialmente saturado (INV.E-157-07)

❖ **Fase de análisis y resultados**

Una vez terminada la fase datos de toda la información de propiedades índice y de colapso, compresibilidad, sensibilidad, se hacen unas relaciones a través de matrices comparativas.

❖ **Fase de presentación de informe final**

Se presentará el informe de investigación que dará cuenta del cumplimiento de los objetivos y alcances propuestos en este ejercicio investigativo.

7. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

En este capítulo se encuentra inicialmente un análisis específico de las características principales objeto de estudio de investigación de la referencia, donde se explican los valores que se obtuvieron y su significado, lo que corresponde al objetivo número uno. Más adelante se encuentran las tablas de resultados, allí se resumen los resultados obtenidos a partir de la totalidad de estudios realizados, tanto en muestras alteradas como inalteradas, se enseñan de manera general con el fin de resumir en gran medida el análisis, finalmente se encuentra la confrontación de las propiedades físico-mecánicas con las variables de sensibilidad, compresibilidad y colapso; esto corresponde al objetivo número dos de la presente investigación.

7.1 Caracterizar las propiedades índice y parámetros físico-mecánicos de los suelos del sector Galicia.

7.1.1 Propiedades índice

Límites de Atterberg

El suelo derivado de cenizas volcánicas en el sector de Galicia en la ciudad de Pereira se estudia a humedad natural y presenta un límite líquido entre el 56.98 % - 83.57%. Los resultados de la tabla 6 indican que estos suelos son por lo general, limos de alta plasticidad (MH), localizados bajo la línea A y con límite líquido mayor a 50%. Los límites de Atterberg pueden alcanzar valores significativamente altos cuando los ensayos son realizados a partir de la humedad natural y sin previo secado del material. Según (Lizcano,2006) en Colombia estos suelos tienen límite líquido entre 81 – 200 por estudios realizados anteriormente.

En esta investigación el suelo obtuvo una plasticidad natural alta variando entre 47.21 – 76.91, en estudios de otros autores estos valores se encuentran entre 45 – 50 (Rivera, 2003) y 57- 98 (Arango, 1993).

Contenido de humedad natural

De los valores obtenidos se puede apreciar que en todos los casos el contenido de humedad natural es menor que el límite líquido. En la muestra 8 de 11,50 m de profundidad, se aprecia que el límite líquido se acerca al valor de la humedad natural.

Gravedad específica

En Colombia se han encontrado suelos derivados de cenizas volcánicas con gravedad específica variando entre 2.47 – 2.65, 1.92 – 2.67, 2.50 – 2.67 (Lizcano, 2006). Los suelos estudiados en esta investigación presentaron valores de gravedad específica variando entre 2,42 – 2,68, los cuales son similares a los resultados obtenidos de otros autores en Colombia.

7.1.2 Propiedades físico mecánicas

Relación de vacíos

Suelos derivados de cenizas volcánicas presentan relaciones de vacíos muy elevadas, variando típicamente entre $e = 2,5$ y $e = 7$ (Rants, 2002) (Wesley, 2001).

En Colombia se han obtenido relaciones de vacíos entre $e = 2$ hasta valores altos $e = 7$ (Forero, 1999). Los suelos estudiados en esta investigación presentaron relaciones de

vacíos variando entre 1,41 – 1,82 lo que indica que las partículas del suelo están menos sueltas (compactadas).

Ángulo de fricción

Los suelos derivados de cenizas volcánicas generalmente tienen propiedades no típicas de resistencia cortante a pesar de la alta humedad y alta plasticidad que presentan. Estas propiedades son el resultado de la estructura cementada y de las succiones debidas al estado de no saturación del material.

En Colombia los ángulos de fricción de estos suelos varían entre $\phi = 26^\circ$ y $\phi = 43^\circ$ (Forero, 1999).

En otros países los ángulos de fricción son de $\phi = 29^\circ$ - 41° para tipos de suelos similares, con humedades entre $w = 50$ - 100% y límites líquidos entre $LL = 80$ - 213% (Rao, 1995). En esta investigación se obtuvieron ángulos de fricción entre 31.1° y 83° .

Colapso

Siendo el potencial de colapso un elemento usado para calcular un estimado de los asentamientos que pueden generarse en un suelo, y en el presente caso, está enfocado en suelos derivados de cenizas volcánicas, se logra decir que el índice de colapso promedio obtenido a partir de ensayos ejecutados en laboratorio está entre $I_c > 20\%$

Definiéndose como severa, según la Norma INV E- 157 – 07. Dentro de la cual se proponen determinados rangos ligados a su severidad.

Es correcto definir el índice de colapso a partir del documento nombrado, ya que el laboratorio se desarrolló según éste, en lo que se refiere al procedimiento y cálculo de resultados.

A partir de los resultados obtenidos, clasificándose como severa la zona estudiada, es correcto afirmar que las estructuras que se deban efectuar allí deberán tener un poco más de seguridad en cuanto a su cimentación por la composición del suelo. Sin embargo, es necesario realizar más sondeos porque el presente, sólo refleja una pequeña fracción del suelo.

Tabla 7
Resultados muestras alteradas. Estudio personal

# Muestra	Profundidad (m)	Laboratorios en muestras alteradas								Peso unitario húmedo(KN/m3)	
		Limistes de Atterberg			Contenido de humedad (%)	Gravedad específica	Granulometría por hidrómetro	Granulometría	Tamizado por lavado		Peso unitario seco (KN/m3)
		Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	W(%)	(Gt)	Calificación granulométrica (SUCS)	% Finos	γ_d		γ_w
1	1	72.08	59.82	12.26	54.84	2.62	SP	94.21	11.170	15.6906	
2	2.5	64,798	50.45	14.35	54.29	2.48	SW	90.50	8.993	14.1215	
3	4	56,983	49.41	7.57	64.58	2.49	SP	97.65	8.914	12.778	
4	5.5	82,255	76.91	5.34	75.24	2.42	SP	97.35	9.649	15.0237	
5	7	70,177	48.70	21.48	63.01	2.67	SW	96.22	9.434	11.061	
6	8.5	74.14	52.94	21.20	58.21	2.64	SW	62.08	10.973	16.1221	
7	10	64,537	47.21	17.33	55.79	2.65	SW	92.00	12.660	18.25	
8	11.5	69,736	49.41	20.33	63.17	2.68	SP	95.96	9.237	14.837	
9	13	83,569	53,125	30.44	63.24	2.67	SP	96.97	2.294	3.6774	
10	14.5	76.95	53.07	23.88	63.80	2.62	SW	97.83	10.169	15.112	
11	16	75.86	56.76	19.11	68.32	2.61	SW	97.38	10.444	14.749	
12	17	76.06	55.20	20.87	67.28	2.48	SW	96.12	8.8161	13.990	

Tabla 8

Resultados muestras inalteradas. Estudio personal

# Muestra	Profundidad (m)	Laboratorios con muestras inalteradas									
		Compresión no confinada	Consolidación				Corte Directo		Colapso	Sensibilidad	Compresión no confinada
		qu (kPa)	Relacion de vacíos (e)	Cv	Cc	Def. máx con máx. carga (mm)	Ángulo de fricción	Cohesión	Índice de colapso	St	cohesión (C)
1	1	3.85	-	-	-	-	74.24	27.5	>20	-	1.923
2	2.5	4.00	-	-	-	-	31.3	22	>20	-	2.001
3	4	3.93	1.04	0.595	0.428	4.62	74.56	0		2.5093	1.966
4	5.5	3.36	1.042	0.516	0.658	5.99	76.4	11	>20		1.682
5	7	1.99	0.959	0.680	0.548	3.10	-	-	>20	1.7705	0.995
6	8.5	337.23	-	-	-	-	-	-	>20	2.8103	168.615
7	10	112.51	-	-	-	-	-	-	>20		56.256
8	11.5	114.09	1.21	0.749	0.544	3.874	83	0			57.045
9	13	33.42	-	-	-	-	-	-	>20		16.711
10	14.5	78.14	-	-	-	-	-	-	>20	2.0296	39.070
11	16	63.79	-	-	-	-	-	-		2.1264	31.896
12	17	98.23	1.856	0.568	0.601	6.32	72.58	0	>20	2.4255	49.117

Los resultados encontrados en las muestras alteradas, pertenecientes a las propiedades índice, son similares a los de cenizas volcánicas estudiadas en Colombia, en cuanto al contenido de humedad, límite líquido, límite plástico y gravedad específica, los límites líquidos presentaron valores elevados clasificando el suelo como limo con alta plasticidad.

En las muestras inalteradas se estudiaron las variables como la compresibilidad la cual obtuvo valores altos entre (0.42-0.65), que según el autor (Ardila, 2006) se clasifica el suelo como altamente compresible. En cuanto a la sensibilidad se hallaron valores entre (1.77-2.81) que indica que el suelo es medianamente sensitivo es decir que no es tan propenso a perder la resistencia al esfuerzo de compresión al ser remoldeado. Por última la variable de colapso se determinó como muy grave de acuerdo al autor (Knight, 1975) ya que es mayor al 20%.

7.2 Establecer las relaciones de la compresibilidad, sensibilidad y colapso en los suelos derivados de cenizas volcánicas.

De forma que se aprecie claramente los resultados obtenidos y generando una comparación evidente, se grafica a continuación la relación de propiedades como la relación de vacíos, contenido de humedad, porcentaje de finos, peso unitario húmero, con las respectivas propiedades objeto de estudio principales que son: la compresibilidad, sensibilidad y colapso.

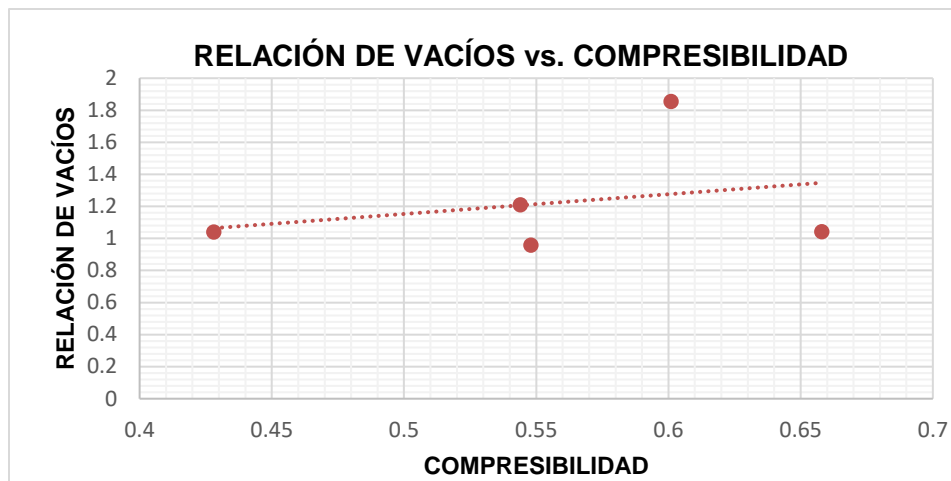


Figura 7. Relación de vacíos vs compresibilidad. Fuente: Estudio personal

La **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, muestran los resultados obtenidos en el estudio de laboratorios ejecutados. Se observa que los valores de relación de vacíos están entre 0,9 y 1,8; con un promedio de 1,22 y una desviación estándar de 0,536. Así mismo, los valores de compresibilidad se encuentran entre 0,4 y 0,65 con un promedio de 0,55 y una desviación estándar de 0,029.

Según la Figura 8 al momento de generar una correlación entre relación de vacíos vs. compresibilidad, es apreciable que entre la propiedad compresibilidad y la relación de vacíos existe una tendencia en la forma en la cual se comportan los datos, sin embargo no se logra identificar una relación directa entre estos dos elementos estudiados. Según (Lizcano, 2006), la relación de vacíos obtenida esta entre $e = 1,3$ a $e = 3,8$. Los valores obtenidos en la presente investigaciones llegan a ser un poco cercanos a los mencionados. Las variaciones pueden encontrarse en las condiciones de las muestras, calibración de equipos, manejo de material.

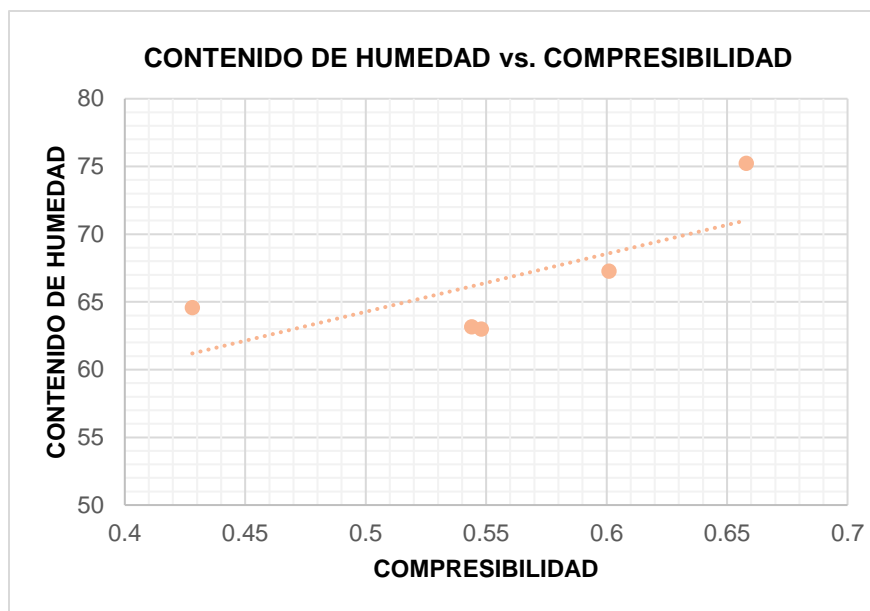


Figura 8. Contenido de humedad vs compresibilidad. Fuente: Estudio personal

Acorde al análisis consecutivo de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se reflejan los resultados obtenidos que hacen referencia al contenido de humedad, del cual se obtuvo un promedio de 66,656 y una desviación estándar de 10,67.

Se han obtenido valores de contenido de humedad entre los valores 20% a 110% (Lizcano, 2006). Este desfase entre los resultados pudo ocurrir por la pérdida de humedad de las muestras personales, las cuales no tuvieron un adecuado manejo en todo el proceso de estudio, lo que generó una disminución en su contenido de humedad, reflejándose así, al momento de hacer las presentes relaciones.

Los contenidos de humedad se obtuvieron de las 12 muestras alteradas, sin embargo, debido a que la compresibilidad sólo se halló en unas contadas muestras, estas son las que se están

correlacionando en la gráfica, esto se debe a que no se presente la totalidad de contenido de humedad.

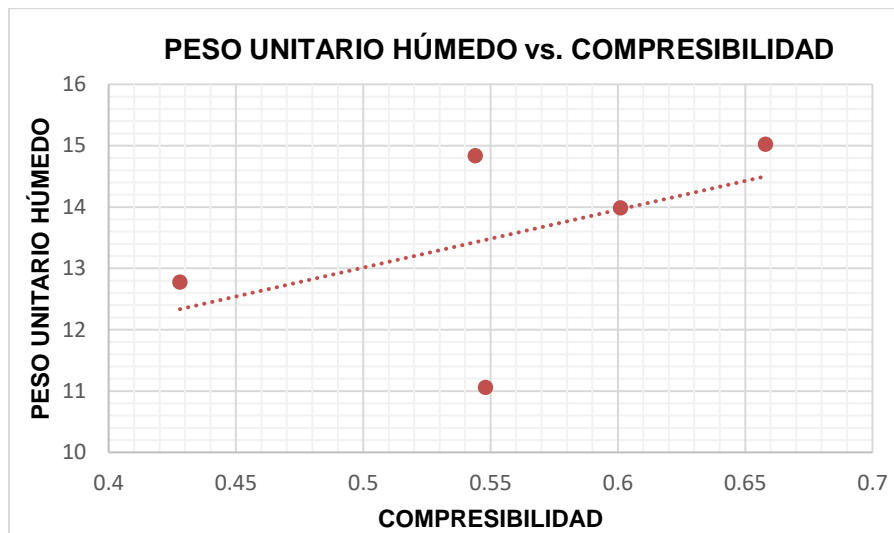


Figura 9. Peso unitario húmedo. Fuente: Estudio personal

Otro de los elementos en estudio fue el peso unitario húmedo de las muestras y siendo este un factor importante, se trae a correlacionarlo con lo que es la compresibilidad hallado en puntos específicos.

La propiedad fluctúa entre un rango de $11,061 \text{ KN/m}^3$ a $15,03 \text{ KN/m}^3$, presenta un promedio de $13,53 \text{ KN/m}^3$ arroja una desviación estándar de $2,16 \text{ KN/m}^3$. Dado el comportamiento de la gráfica, donde se relaciona la compresibilidad vs peso unitario húmedo, se logra identificar que podría existir una relación entre estos dos valores, pese a que no presentan una secuencia o algún tipo de tendencia definida claramente. Es posible afirmar que la compresibilidad podría incrementar si el peso unitario húmedo es mayor.

Haciendo un análisis de lo presente con estudio paralelo anterior, el peso unitario húmedo arrojó un $14,2 \text{ KN/m}^3$ (Lizcano, 2006)., este valor cabría dentro de los hallados en el presente estudio.

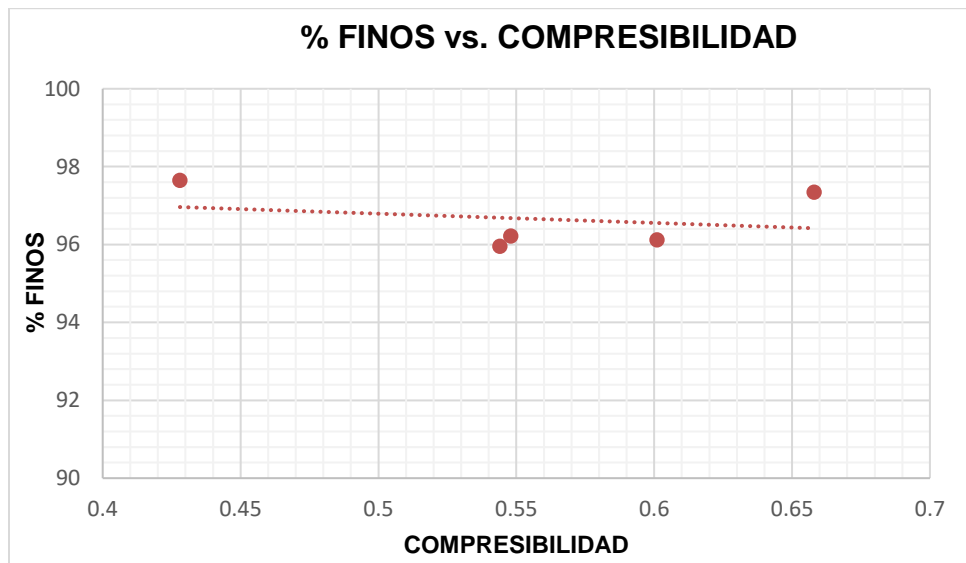


Figura 10. % de Finos vs compresibilidad. Fuente: Estudio personal

Al estudiarse la posible relación entre propiedades, se grafica el porcentaje de finos del suelo objeto de estudio vs. la compresibilidad. Dados resultados, son tomados de **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** respectivamente.

El porcentaje de finos, proyecta un promedio de 96,66% y una desviación estándar de 0,4868. Los valores obtenidos son muy similares entre sí, esto se logra apreciar a partir de su desviación y también en la gráfica.

Dada la similitud entre estos valores, no se encontraría la secuencia que tendrían con respecto a la compresibilidad, pues no guardan una relación directa ni indirecta entre sí. Según (Lizcano, 2006) la pérdida de succión, la cual sucede principalmente en suelos como limos o arcillas, no genera cambios considerables en la compresibilidad del suelo.

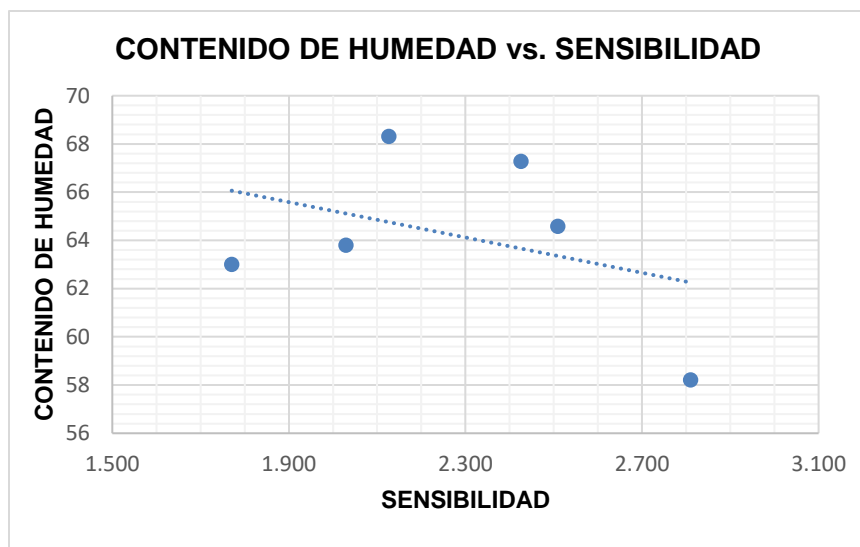


Figura 11. Contenido de humedad vs sensibilidad. Fuente: Estudio personal

La segunda propiedad principal objeto de estudio en el presente trabajo, es la sensibilidad. Se está confrontando inicialmente con el contenido de humedad de las muestras. Dicho contenido de humedad está entre los siguientes valores: como mínimo, un 58,21 y como máximo un 67,28, presentando un promedio de 64,2 y una desviación estándar de 10,6769.

En primera instancia, observando el gráfico de relación, las dos propiedades aparentemente no poseen una relación evidente. Pues los valores no presentan un orden consecutivo, ni proporción de aumento o disminución directa e indirectamente.

Según (Lizcano, 2006). Quien arroja resultados de contenido de humedad que están entre un 20% a 110%, se evidencia una similitud entre los valores, los hallados caben dentro del rango del estudio tomado como referencia.

Sin embargo, con relación a la sensibilidad no existe una tendencia bajo la cual se pueda soportar que el contenido de humedad afecta de alguna manera en su valor.

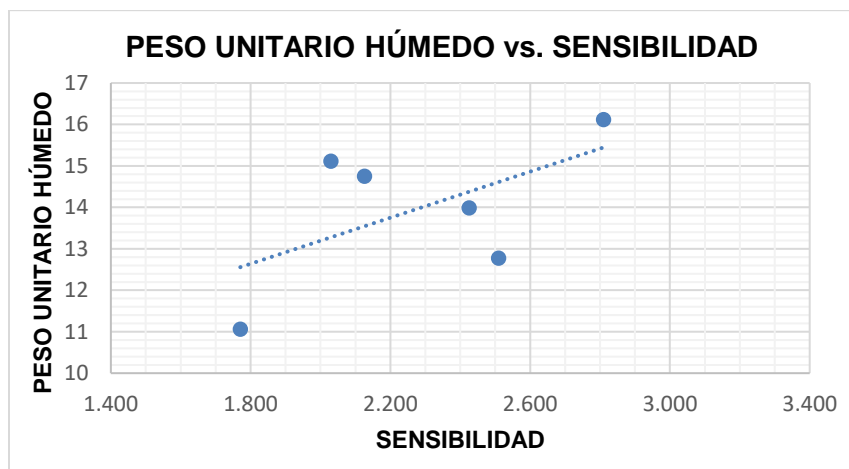


Figura 12. Peso unitario húmedo vs sensibilidad. Fuente: Estudio personal

Siguiendo la metodología bajo la cual se realiza la relación entre propiedades, y siendo el peso unitario húmedo una de las propiedades significativas de un suelo, se trae a correlación con la sensibilidad. Con respecto a la sensibilidad, su rango se encuentra entre 1,770 a 2,509. Los valores arrojan un promedio de 2,278 y una desviación estándar de 0,116. En lo que respecta al peso unitario húmedo acorde a los valores comparados con sensibilidad, se tiene que, los valores están desde 11,061 hasta 16,1221. Con un promedio de 13,97 y una desviación estándar de 2,74 aproximadamente.

Dado el comportamiento de los valores relacionados, logra concluirse que no existe una relación clara entre ambas propiedades del suelo de estudio. La línea de tendencia proyectada difiere entre todos los puntos graficados.

Los suelos derivados de cenizas volcánicas en estado inalterado parecen estar formados por materiales como arena o limo y presentan baja plasticidad no son plásticos. Al someterlos a un remoldeo su apariencia tiene un cambio a la de suelos finos con elevada plasticidad y humedad (NZ Geotechnical society, 2005) citado por (Lizcano, 2006).

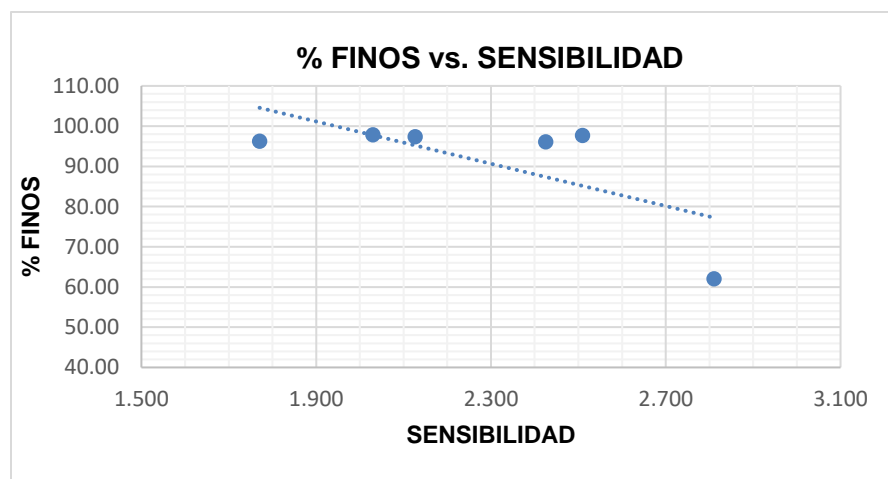


Figura 13. % de Finos vs sensibilidad. Fuente: Estudio personal

El porcentaje de finos es también una de las variables de estudio, calculada a partir del ensayo granulometría por hidrómetro. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se encuentran los resultados referentes a esta propiedad.

Los valores representados en la figura 13 presentan una secuencia notable hasta cierto grado. Pues no se evidencia de manera objetiva una relación o proporción entre el aumento de los valores a lo largo de los ejes.

El rango de los valores proyectados, así como su promedio y desviación estándar fueron ya nombrados anteriormente.

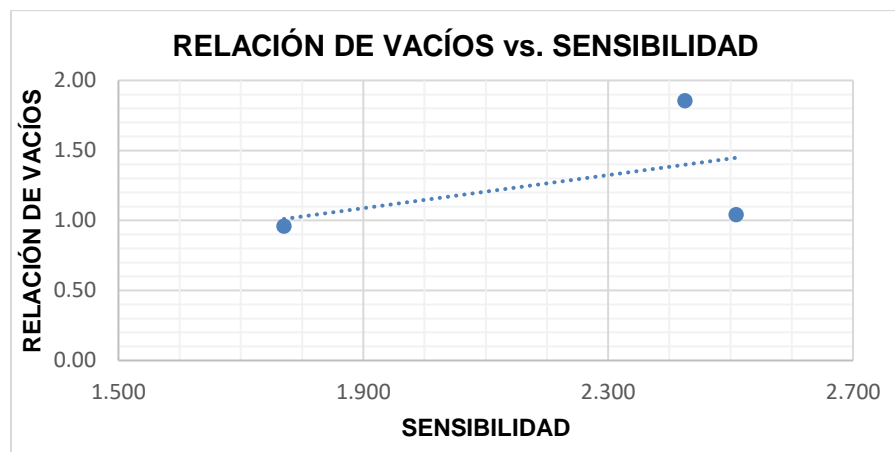


Figura 14. Relación de vacíos vs sensibilidad. Fuente: Estudio personal

La relación de vacíos es otro de los factores con los que se pretende confrontar la sensibilidad y determinar a partir de los ensayos si puede o no existir una relación entre estos.

La cantidad de proyecciones en la presente figura 14 se limita a tres, ya que no se tomaron la totalidad de las muestras para calcular su relación de vacíos debido a la escasez de material. Se priorizaron otros estudios. A esto se debe la poca información arrojada en la Figura 14.

Sin embargo, a la luz de estos datos logra apreciarse un rango que va de 0,959 a 1,856. Arrojando un promedio de 1,29 y una desviación estándar de 0,16. En la figura 14 no se aprecia ninguna relación entre las dos variables, su comportamiento no genera alguna secuencia.

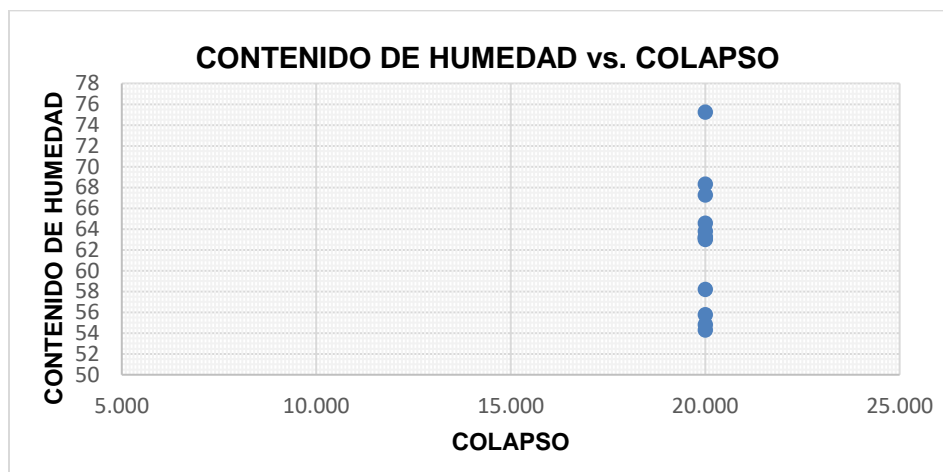


Figura 15. Contenido de humedad vs colapso. Fuente: Estudio personal

El colapso, es otra de las propiedades en estudio, a razón de esto se pretende realizar la relación unas propiedades físico-mecánicas del suelo con los valores de colapso obtenidos en la ejecución del estudio.

Al compararla con los valores de contenido de humedad, propiedad que tiene un rango desde 55,79 hasta 75,24 con un promedio aritmético de 62,64 y una desviación de 34,62.

En lo que respecta al colapso, los resultados son un poco confusos, pues en todas las muestras, arrojó valores que según las relaciones teóricas fueron >20 , lo que significada un índice de colapso alto.

Según (Lizcano, 2006). A partir del estudio llevado a cabo, los resultados acordes al índice de colapso estaban entre 5% a 13%. Esto considerando un suelo saturado.

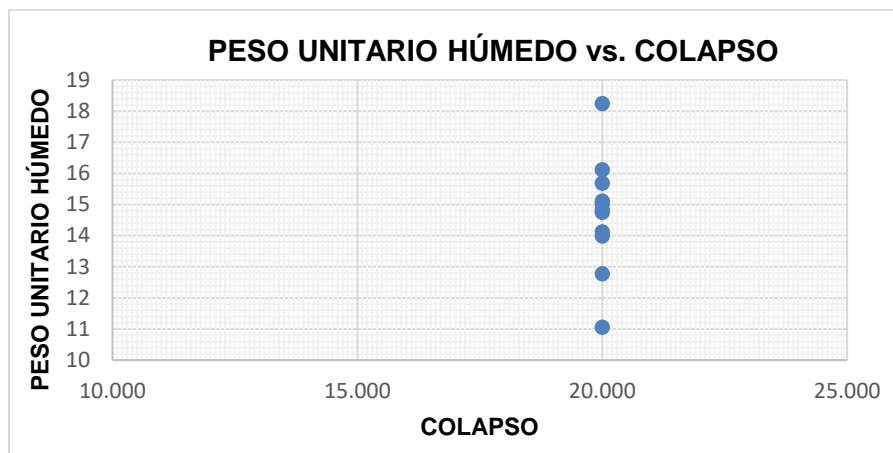


Figura 16. Peso unitario húmedo vs colapso. Fuente: Estudio personal

Haciendo relación entre el peso unitario húmedo y el colapso, tenemos que: no se logra percibir alguna relación, secuencia entre los valores. Esto es ocasionado principalmente por los valores del índice de colapso. Los laboratorios ejecutados para su hallazgo pudieron tener alguna falla en su proceso o por el manejo de las muestras, estas perdieron muchas de sus propiedades, generándoles así, mayor fragilidad lo cual al momento de ensayarlas, arrojan resultados equívocos.

El colapso cuenta con un promedio aritmético de 20 a lo largo de todas las muestras, el resultado se mantuvo.

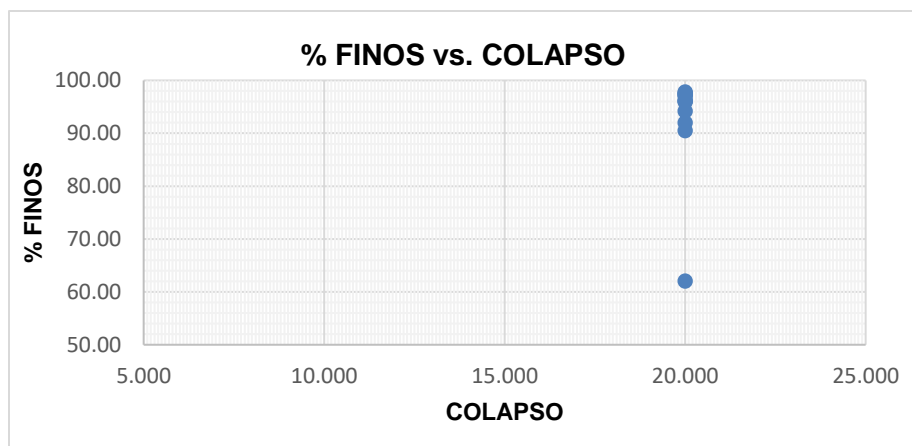


Figura 17. % de Finos vs colapso. Fuente: Estudio personal

El porcentaje de finos del suelo obtuvo un promedio de 92,85%, este es un porcentaje bastante elevado, por lo que logra concluirse que el suelo en estudio es un fino.

Con respecto a su relación con el colapso, no puede decirse mucho, si bien es cierto, la figura 17 arroja la información obtenida y debería plasmar la relación entre las dos propiedades en cuestión, al colapso presentar una constante impide en cierta manera generar mayores conclusiones.

Una posibilidad, será que, debido a que es un suelo fino, es un suelo con un índice de colapso alto.

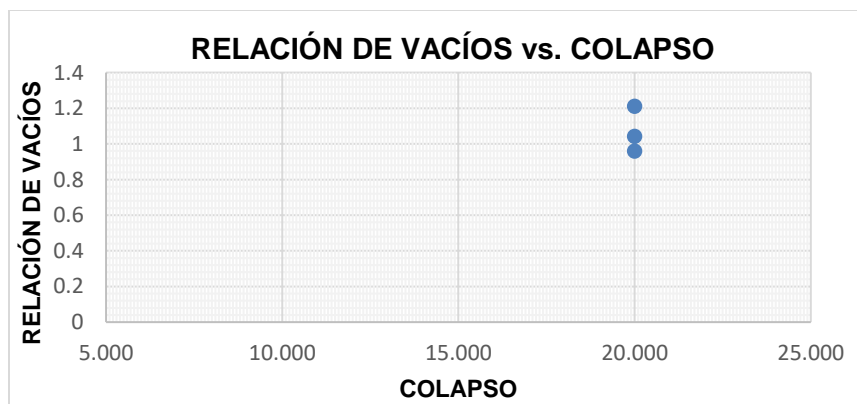


Figura 18. Relación de vacíos vs colapso. Fuente: Estudio personal

La relación de vacíos no se pudo relacionar completamente con el colapso debido a la escasez de información, las muestras dirigidas a la ejecución del estudio de relación de vacíos fueron limitadas. Con las que se tienen, se logra decir que, tiene un promedio de 1,22 y una desviación estándar de 0,10. Sus valores están entre 0,959 a 1,856.

En la figura 18, no se distingue alguna relación directa o indirectamente proporcional entre lo que es la relación de vacíos y el colapso.

El colapso, a partir de efectos de succión con la adsorción de agua en las partículas finas, la capilaridad y la presión osmótica son controladas principalmente por el arreglo de partículas y poros y la humedad. Estas propiedades determinan la estructura del suelo porque conducen al acercamiento de las partículas y aumentan la resistencia. (Lizcano, 2006).

Lo anterior indicaría entre tanto, que la carencia de poros impediría la entrada de agua, por lo que las partículas se mantendrían más unidas, por lo que existiría un menor potencial de colapso.

El valor obtenido en el presente objeto fue de $I_c > 20\%$. Este es un valor completamente diferente al hacerse la comparación, este desfase puede explicarse en elementos como son las condiciones del estudio, tanto internas como externas, calibración de equipos de laboratorio, manejo de las muestras, inadecuada aplicación de fórmulas o procesos.

A partir de Lizcano, donde menciona que un suelo vulnerable a lluvias puede tener un mayor índice de colapso, y partiendo del contenido de humedad del suelo que fue $w = 50\% - 100\%$ y del nivel

freático encontrado en el séptimo metro de perforación, puede corroborarse de que el suelo base de estudio, es potencialmente colapsable.

En la figura 19 se puede ver el porcentaje de las muestras ensayadas, las cuales de las 12 muestras analizadas el 83% tienen falla por agrietamiento vertical columnar la cual se define por fisuras verticales que abarcan ambos extremos. El 9% de las de las probetas tienen una falla en la esquina superior y el 8% falla diagonal.

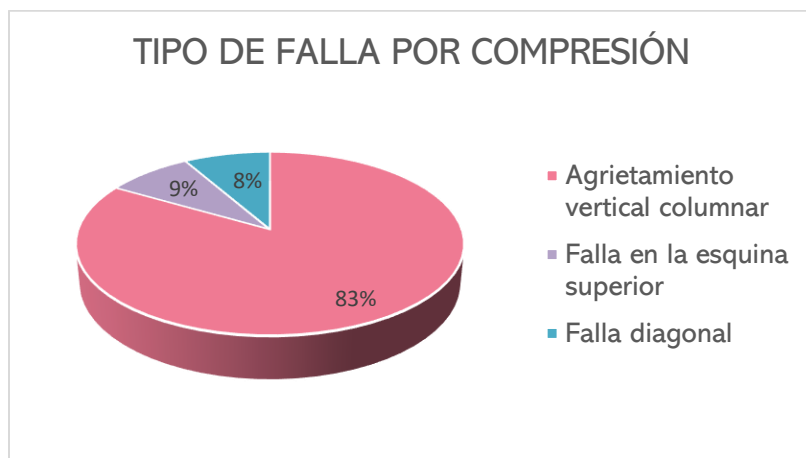


Figura 19. Porcentaje tipos de falla por compresión para muestras inalteradas.

8. CONCLUSIONES

El suelo derivado de cenizas volcánicas en el sector de Galicia en la ciudad de Pereira se estudia a humedad natural y presenta un límite líquido entre el 56.98 % - 83.57%. Los resultados indican que estos suelos son por lo general, limos de alta plasticidad (MH), localizados bajo la línea A y con límite líquido mayor a 50%. Los límites de Atterberg pueden alcanzar valores significativamente altos cuando los ensayos son realizados a partir de la humedad natural y sin previo secado del material.

El índice de colapso encontrado en el suelo se clasifica como muy grave según (Knight, 1975), ya que es mayor de 20%, según los autores (Dudley & Redolfi, 2007) esto se debe a que las partículas se separan por pérdida de fuerzas o materiales cementantes los cuales son anulados o reducidos cuando aumenta el contenido de humedad del suelo y en este estudio se encontraron contenidos de humedad altos, ocasionando que las partículas del suelo se deslicen o rueden, por una pérdida de la resistencia al corte.

Para la mayoría de las arcillas la sensibilidad generalmente varía entre 1 a 8, en el suelo de estudio se encontró sensibilidad con valores entre (1.77 – 2.81), según (Das, 2013) se clasifica como suelo medianamente sensitivo.

En trabajos realizados en Colombia, los suelos derivados de cenizas volcánicas presentan relaciones de vacíos variando entre 0.88 – 3.62 (Arango, 1993) en cuanto a la relación de vacíos del suelo estudiado los valores se encuentran entre (0.95 – 1.86), dicha característica

se encuentra como alta, es decir que el suelo estudiado no posee un grado de compactación óptimo.

El suelo analizado en esta investigación presenta valores similares a los de cenizas volcánicas estudiados en Colombia según el trabajo de (Lizcano, Herrera, & Santamarina, 2006), con respecto a las propiedades índice como Gravedad específica, relación de vacíos, contenido de humedad, límite líquido y límite plástico.

Según los valores experimentales del índice de compresión (C_c) de los suelos objeto de estudio presentan valores entre (0.42 a 0.65) indicando una compresibilidad alta, esto se confirma con los valores teóricos encontrados por (Ardila, 2006) entre (0.44 – 0.51)

El coeficiente de consolidación vertical CV que es un indicador de la velocidad a la cual ocurre la consolidación primaria y este presentó unos valores relativamente altos puesto que en esta etapa el suelo presenta mayores vacíos, que al colocarle una carga hacen que la disipación de los excesos de las presiones ocurra rápidamente.

Suelo encontrado es limo de alta compresibilidad (MH) de acuerdo a la clasificación U.S.C.S, según Lambe es un suelo semipermeable a impermeable en estado compacto, esto ya que las arcillas son compresibles, si se comprime una masa húmeda de arcilla, la humedad y el aire pueden ser expulsados, lo que trae como resultado una reducción de

volumen que no se recupera inmediatamente cuando se elimina la carga puesta sobre el suelo.

9. RECOMENDACIONES

Al realizar los ensayos de laboratorio, el trabajo en campo y obtener los resultados del suelo estudiado, se dan las siguientes recomendaciones:

Para cualquier estudio de suelos en la ciudad de Pereira:

- ✓ Asegurar de que el laboratorio donde se van a realizar los ensayos, cuente con certificado de calibración actualizado, que los equipos estén en buenas condiciones y el personal esté capacitado esto con el fin de disminuir errores y permitir la obtención acertada de las propiedades índice del suelo
- ✓ En lo posible, se deben hacer ensayos triaxial para determinar la resistencia al corte del suelo.
- ✓ Al empezar una construcción y establecer el diseño de la cimentación, sobre este tipo de suelos, es recomendable que se hagan excavaciones hasta los 10 metros de profundidad, ya que es a partir de esta profundidad que el suelo muestra más resistencia a la compresión.
- ✓ Se recomienda tener especial cuidado con la conservación de las muestras, las condiciones bajo las cuales estén expuestas pueden generar variaciones en los ensayos que llevan a resultados equívocos.
- ✓ Las cenizas volcánicas son un elemento usual en Colombia, esto genera la necesidad de conocerlas a profundidad, estudiar ampliamente características tales como capacidad portante, resistencia, estructura, consistencia, entre otras.

- ✓ Al tener gran cantidad de zonas de expansión y tener poca información acerca de ellas, puede ocasionar un retraso en su evolución, retraso que se puede evitar al ejecutar constantemente investigaciones en las zonas respectivas.
- ✓ El suelo está en constante evolución y cambio, la información que se tenga sobre él de hace uno años puede no ser confiable, por lo que es importante actualizar a partir de investigaciones, determinando sus características principales.
- ✓ De los suelos derivados de cenizas volcánicas se conoce un poco de los efectos que tiene sobre la vegetación, flora, fauna y demás. Sería importante llevar a cabo un estudio minucioso sobre los efectos que podría tener, clasificándolos, positivos, negativos y considerando también la zona de estudio.

10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acosta, M. (2013). *Variación de las propiedades mecánicas de suelo residual del valle de san nicolás mediante saturación con agua con detergente*. Escuela de ingeniería de antioquia, Envigado, Colombia.
- Ardila, M. (2006). *Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia: estudio fundamental e implicaciones en ingeniería*. Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Asociación Colombiana de ingeniería sísmica. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente*. Colombia.
- Bowles. (1981). *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. Mexico, McGraw-Hill.
- Campoverde, M. (2013). *Correlación empírica para la obtención de los valores del índice de compresión primaria para los suelos de la ciudad de Guayaquil*. Universidad católica de santiago de Guayaquil, Guayaquil, Ecuador.
- Das, B. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México, Cengage Learning.
- Dudley, & Redolfi. (Ed.). (2007). *Suelos colapsables*. Univesidad nacional de cordoba, Argentina.
- García, Córdova, Gonzáles, & Sánchez. (2011). *Mejoramiento de arcilla de alta compresibilidad con extracto compuesto de pulush*. Universidad de veracruz, México.
- Henao, C. (2016). *Comportamiento volumétrico de suelos compactados derivados de ceniza volcánica*. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, Colombia.
- Hermosilla, M., & Cardenas, J. (2012). *Evaluación e identificación del potencial de colapso en suelos derivados de cenizas volcánicas del sur de chile*. Universidad de la Frontera, Chile.

- Instituto nacional de vias. (2007). *Manual de normas de ensayo de materiales*. Colombia.
- Juarez, R. (2005). *Mecánica de suelos*. DF, Mexico, Limusa.
- Knight, K., & Jennings, J. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse of grain structure". *Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 99-105.
- Leoni, J. (2015). *Propiedades físicas de los suelos*. Universidad Nacional de La Plata, Argentina.
- Lizcano, A., Herrera, M., & Santamarina, J. (2006). *Suelos derivados de cenizas volcánicas*. Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.
- Luna. (1969). *Aspectos genéticos de andosoles en Colombia*. Turrialba, Costa Rica.
- Moll, L. (Ed.). (1975). *Análisis de efectividad en la estabilización de suelos colapsables en el tramo ii de la transversal el bosque en el municipio de floridablanca, santander*. Universidad distrital francisco José de caldas, Colombia.
- Poliotti, M., & Sierra, P. (2011). *Consolidación unidimensional de suelos*. Universidad Nacional del Rosario, Argentina.
- Redolfi, E. (2007). *Suelos colapsables*. Universidad nacional de cordoba, Argentina.
- Reginato. (Ed.). (1977). *Suelos colapsables*. Universidad nacional de cordoba, Argentina.
- Rodríguez, O., Salgado, C., Gallo, A., & Vanegas, E. (2014). *Revisión teórica de evaluación del potencial de colapso en las dunitas de medellín*. Universidad Cooperativa de Colombia, Medellín.
- Rollins, K., & Rogers, G. (2007). *Advanced Unsaturated soil mechanics and engineering*. Nueva York, Estados Unidos. Taylor & Francis.
- Roque, D. (2004). *Estudio de las propiedades de compresibilidad de las arcillas de Coatzacoalcos*. Instituto politécnico nacional escuela superior de ingeniería y arquitectura sección de estudios de posgrado e investigación, DF, México.
- Sanabria. (2013). *Características de compresibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá*. Escuela colombiana de ingeniería Julio Garavito, Bogotá, Colombia.
- Terzaghi, K. (Ed.). (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Mexico, Cengage Learning.
- Quijano, D., & Tenjo, D. (2010). *Análisis de efectividad en la estabilización de suelos colapsables en el tramo ii de la transversal el bosque en el municipio de floridablanca, santander*. Universidad distrital francisco José de caldas, Bogotá.
- Valencia, Y., Yepes, A., y Echeverri, O. (2015). Evaluación por diferentes métodos del potencial de colapso de algunos suelos residuales en los Valles de Aburrá y San Nicolás. *Boletín de ciencias de la tierra*, (38), 60-64.
- Vallejo, L., Mercedes, F., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería geológica*. Madrid, España. Pearson educación.
- Whitman, R., & Lambe, W. (2012). *Mecánica de suelos (1st ed.)*. Mexico, Limusa.
- Zur, & Wisemam. (Ed.). (1973). *Suelos colapsables*. Universidad nacional de cordoba, Argentina.

