



**UNIVERSIDAD LATINA
CAMPUS HEREDIA**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL

TESIS DE GRADO

**ANÁLISIS DE CAMBIOS VOLUMÉTRICOS DE SUELOS EXPANSIVOS EN
MODELOS A ESCALA REDUCIDA Y SU COMPARACIÓN CON RESULTADOS DE
TÉCNICAS EXPERIMENTALES**

**AUTOR
MAURICIO QUESADA LÓPEZ**

TUTOR: ING.YESSICA HERNÁNDEZ DELGADO

22 DE SEPTIEMBRE DEL 2017

COMITÉ ASESOR

ING. JESSICA HERNÁNDEZ DELGADO
TUTOR

ING. DOMINGO ERNESTO DELGADO MARTÍNEZ, PH.D
LECTOR

ING. SIRLEY ALVAREZ GONZÁLEZ
REPRESENTANTE DE RECTORÍA



UNIVERSIDAD LATINA
DE COSTA RICA
LAUREATE INTERNATIONAL UNIVERSITIES®

TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: "ANÁLISIS DE CAMBIOS VOLUMÉTRICOS DE SUELOS EXPANSIVOS EN MODELOS A ESCALA REDUCIDA Y SU COMPARACIÓN CON RESULTADOS DE TÉCNICAS EXPERIMENTALES.", fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:

ING. JESSICA HERNÁNDEZ DELGADO
TUTOR

ING. DOMINGO ERNESTO DELGADO MARTÍNEZ, PH.D
LECTOR

ING. SIRLEY ALVAREZ GONZÁLEZ
REPRESENTANTE DE RECTORÍA

RESUMEN

En el presente trabajo, se hace una profunda revisión bibliográfica sobre el fenómeno de la expansividad de los suelos arcillosos y los principales criterios para su evaluación. Los suelos expansivos son suelos arcillosos que experimentan grandes cambios de volumen, lo cual provoca la redistribución del campo de tensiones del sistema suelo-estructura.

En los años 30, se comienza a reconocer que muchas de las patologías de las estructuras que eran atribuidas a asentamientos del suelo u otros problemas, se debían en realidad a un fenómeno de hinchamiento (Chen, 1975, no aparece en la bibliografía y Martínez, 2003).

El trabajo concluye con la fabricación de un modelo a escala reducida para la evaluación de una cimentación aislada, mediante sensores y defómetros. Se comparan estos resultados con técnicas de laboratorio para así evaluar el potencial de expansión de los suelos arcillosos y la validación del mismo fenómeno.

Palabras clave: Arcillas expansivas, modelo a escala reducida en Costa Rica, cimentación aislada.

Mauricio Quesada López. Universidad Latina, Costa Rica.
mq0290@me.com

ABSTRAC

In the present work, a deep bibliographical revision is made on the phenomenon of expansivity of the clay soils and the main criteria for the evaluation of this, the expansive soils are clay soils that undergo great changes of volume, which causes the redistribution of the field of stresses of the soil-structure system.

In the 1930s, it began to be recognized that many of the pathologies of structures that were attributed to soil settlements or other problems were actually due to a phenomenon of swelling (Chen, 1975). (Martinez, 2003)

The work concludes with the production of a small-scale model for the evaluation of an isolated foundation, using sensors and defómetros comparing these results with laboratory techniques and thus to evaluate the potential of expansion of clay soils and the validation of the same phenomenon.

Key Words: Expansive clays, small scale model in Costa Rica, isolated foundations

Mauricio Quesada López. Universidad Latina, Costa Rica.mq0290@me.com

Tabla de contenido

ÍNDICE DE TABLAS	9
ÍNDICE DE GRAFICOS	9
INTRODUCCIÓN	10
Justificación	12
Planteamiento del problema	13
Hipótesis	13
Objetivo general.....	14
Objetivos específicos.....	14
Alcances y limitaciones.....	14
Alcances.....	14
Limitaciones.....	14
Impacto.....	15
CAPÍTULO I	16
MARCO TEÓRICO.....	16
1.1 Consideraciones sobre los fenómenos de expansividad de los suelos arcillosos	16
1.1.1 Identificación del problema.....	18
1.1.2 Manifestación de la expansividad	19
1.1.3 Mecanismos de expansión	20
1.1.4 Factores que influyen en la expansión	21
1.1.5 Principales factores que afectan la expansión.....	21
Los principales factores que afectan a la expansión se pueden dividir en tres grupos:.....	21
1.2 Profundidad de la capa activa	22
1.3 Ensayos para la cuantificación de las características de la expansión.....	23
1.4 Ensayos de expansión con succión controlada.....	29
1.5 Métodos de identificación y clasificación de los suelos expansivos.....	30
1.6 Métodos de cálculo basados en ensayos con inundación	31
1.6.1 Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, 1961).....	31
1.6.2 Método de Jennings y Knight (1957)	32
1.6.3 Método de Jiménez Salas y Serratosa (1957)	33
1.6.4 Método de McDowell (1956).....	33
1.6.5 Método de Sampson, Schuster y Budge (1965).....	34
1.6.6 Método de Carothers (1965)	34
1.6.7 Método de Sullivan y McClelland (1969)	35
El método de Sullivan y McClelland (1969) es un método de predicción de levantamiento, basado en el ensayo edométrico a volumen constante. Las tensiones efectivas final e inicial se determinan por:.....	35
1.7 Tipografía de los daños por expansión	37
1.7.1 Tipografía en las estructuras.....	37
1.7.2 Tipografía En presas y canales	38
1.7.3 Tipografía en caminos.....	38
1.8 Modelos a escala reducida	39
CAPÍTULO II	44
MARCO METODOLÓGICO	44

2.1 Introducción	44
2.1 Metodología de trabajo	44
2.1.1 Modelo a escala	44
-Dimensiones del modelo	44
-Modelos a escala reducida fabricados	45
<i>Fuente: Propia</i>	46
2.2. Sensores.....	46
<i>Fuente: Propia</i>	47
2.3 Toma de datos y observación del modelo	47
2.4 Susceptibilidad de la expansividad del suelo.....	48
2.5 Metodología de trabajo	48
CAPÍTULO III	50
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	50
3.1 Introducción	50
Anexos	53
Anexo 2.1	53
Anexo 2.5	59
Datos	65
CONCLUSIONES	67
RECOMENDACIONES	68
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Configuración de modelos a escala.	46
Tabla 2 Tipos de sensores para los modelos a escala.)	47
Tabla 3 Características geotécnicas de los suelos. (Sánchez, 2016)	59
Tabla 4 Resultados de control de humedad (Sánchez, 2016)	60
Tabla 5 Resultados Edómetro Simple Modificado (Sánchez, 2016)	61
Tabla 6 Resultados Edómetro a Volumen Constante (Sánchez, 2016).....	62
Tabla 7 Resultados del Edométrico con Muestras Dobles Inundadas (Sánchez, 2016)	64
Tabla 8 Levantamiento estimado de la capa activa (Sánchez, 2016)	65
Tabla 9 Lecturas de los sensores del modelo a escala B. (Fuente: Propia 2017)	66

ÍNDICE DE GRAFICOS

Gráfico 1 Esfuerzo-Deformación de cimiento de 3.5cm Fuente: Propia 2017	50
Gráfico 2 Esfuerzo-Deformación de cimiento de 3.1cm Fuente: Propia 2017	51
Gráfico 3 Esfuerzo-Deformación de cimiento de 2.7cm Fuente: Propia 2017	51
Gráfico 4 Esfuerzo-Deformación de cimiento de 3.5cm Fuente: Propia 2017	52
Gráfico 5 Esfuerzo-Deformación de cimiento de 3.1cm Fuente: Propia 2017	52
Gráfico 6 Esfuerzo-Deformación de sensor de cimiento de 3.5cm en el modelo B Fuente: Propia 2017	53
Gráfico 7 Perfil de humedades del suelo (Sánchez, 2016)	60
Gráfico 8 Resultados Edómetro Simple Modificado (Sánchez, 2016)	62
Gráfico 9 Resultados Edómetro a Volumen Constante (Sánchez, 2016).....	63

INTRODUCCIÓN

Generalidades

Todos los materiales estructurales experimentan deformaciones cuando son sometidos a un cambio en sus condiciones de trabajo; sin embargo, los suelos constituyen uno de los más sobresalientes, ya que aún bajo cargas pequeñas, su deformación es, por lo general, mayor que la del resto de los materiales.

La variedad de suelos es enorme, al igual que sus propiedades, que pueden variar en el espacio y en el tiempo. Algunas de estas propiedades son difíciles de entender y de medir; a pesar de esto, cada día se logran avances notables en su cuantificación y valoración, gracias al constante esfuerzo de científicos e investigadores.

Existe un grupo de suelos que presentan características muy particulares y que se denominan “suelos de comportamiento especial”. Estos son motivo de preocupación constante para los especialistas, debido a que su modo particular de deformarse, trae consigo serias consecuencias para las obras cimentadas sobre ellos. Este grupo de suelos está formado, comúnmente, por suelos expansivos, colapsables, orgánicos o dispersivos y algunos suelos propensos a la licuefacción, entre otros.

En la presente investigación se estudian los “suelos cohesivos con problemas especiales de inestabilidad volumétrica”, término que refleja su comportamiento y que agrupa los suelos expansivos, entre otros suelos con problemas especiales. Algunos de ellos, según el estado tensional a que hayan sido sometidos y la variación impuesta a sus parámetros físicos, pueden expandirse o colapsar indistintamente.

Los suelos expansivos son suelos arcillosos que experimentan grandes cambios de volumen, lo cual provoca la redistribución del campo de tensiones del sistema suelo-estructura.

En los años 30, se comienza a reconocer que muchas de las patologías de las estructuras que eran atribuidas a asentamientos del suelo u otros problemas, se debían, en realidad, a un fenómeno de hinchamiento (Chen, 1975) (Martínez, 2003).

Aunque internacionalmente, existe gran número de publicaciones sobre el comportamiento geotécnico de estos suelos, el campo de investigaciones sobre este tema aún está abierto en diversos aspectos fundamentales, relacionados con la predicción y evaluación de la expansividad, frente a los problemas complejos de estabilidad de taludes y cimentaciones.

En Costa Rica, el volumen de investigaciones y publicaciones sobre este tema es desproporcionadamente bajo, en relación con los problemas y dificultades creados en obras sobre dichos suelos.

En el territorio nacional, la mayoría de las investigaciones realizadas se centran en la caracterización mineralógica de las arcillas en general. Drosdoff y Pearson (1951), López (1963), Stotsky y Torrence (1963), Krezdorn et al (1967), Nieuwenhuyse (1996), citados por Alvarado, Chinchilla y Mata (2013), realizaron trabajos de caracterización mineralógica para suelos de la región sureste del país.

Además, se han identificado los problemas causados por las arcillas expansivas, principalmente para el sector del Caribe sureste de Costa Rica.

Así lo documenta Mora (2007), quien estudia el potencial expansivo de las arcillas de la provincia de Limón. Además, presenta evidencias de asentamientos y levantamientos diferenciales causados por los cambios volumétricos, grietas en paredes de mampostería, agrietamientos en aceras y calzadas, entre otros.

Según el Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2012 el país presenta arcillas expansivas en gran parte del país. Para dar una idea general de la ubicación de estas arcillas, se indican algunos de los sitios: sector sur del Área Metropolitana; Desamparados, Alajuelita, Ciruelas, Escazú, Coyol de Alajuela, Lagos de Lindora, Pozos de Santa Ana, entre otros (Geotecnia, 2012)

En Cartago aparecen hacia el sur del centro de la ciudad, principalmente asociadas a topografías planas. Fuera del Valle Central, se encuentran en el centro de Cañas y alrededores, así como en algunos sitios de Liberia, Filadelfia y Nicoya.

En Limón, en sectores de Los Corales, el centro de la ciudad y en la Zona Franca de Moín (Geotecnia, 2012).

En este trabajo se presta especial atención a los suelos expansivos debido a su relativa abundancia en Costa Rica.

Por esta razón, es motivo de preocupación para los especialistas en mecánica de suelos, la oportuna identificación de las áreas con suelos potencialmente expansivos y su cuantificación. El propósito es ubicar correctamente las obras, o tomar medidas ingenieriles desde etapas tempranas del proyecto, a fin de garantizar el buen comportamiento de las estructuras.

Se ha comprobado que este tipo de suelos produce daños notables en las obras, si sus propiedades no se tienen en cuenta previamente. Su uso indiscriminado ha ocasionado grandes perjuicios (Sánchez, 2016).

A partir del año 2016, el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Latina de Costa Rica, con la ayuda de un grupo de estudiantes, comenzó a abordar esta temática como parte de la línea de investigación de geotecnia, con un objetivo, entre otros, de proponer un procedimiento de investigación en estos suelos. A partir de todo lo planteado, se podrá tener una idea de la magnitud del problema. De ahí la importancia que revisten los estudios para resolverlos.

Luego de un análisis preliminar sobre la situación en Costa Rica, se crea un modelo a escala reducida donde se puede observar el fenómeno de inestabilidad volumétrica. El referido trabajo permite un control mediante sensores electrónicos, sensor de humedad y también defómetros. Además, se hace la comparación con técnicas de laboratorio, empleadas actualmente en el país, para el estudio del comportamiento de los suelos cohesivos con problemas especiales.

Justificación

El enfoque de esta investigación es realizar toda la fundamentación teórica que testifique el fenómeno de la inestabilidad volumétrica, con apoyo en la literatura existente y en las experiencias e investigaciones similares en otros países, aplicables a casos en Costa Rica.

Por ello se propone la fabricación de un modelo a escala reducida, que permita analizar y comprobar, mediante la colocación de sensores electrónicos y defómetros, el cambio volumétrico del suelo cuando esta se vea expuesta a la saturación.

Estos resultados representan una herramienta útil, en manos de proyectistas e investigadores, para la solución de los problemas que se presentan durante la investigación, diseño y construcción de una obra.

Planteamiento del problema

Como todo problema de la ingeniería geotécnica, las arcillas expansivas necesitan un agente externo para que muestre su comportamiento. Este caso no es la excepción. Cuando el suelo es saturado, genera una expansión en su volumen inicial que llega a generar grandes daños a las estructuras que están sobre este tipo de suelo.

¿Cómo estudiar, mediante un modelo a escala reducida, el comportamiento de los suelos expansivos con problemas especiales de inestabilidad volumétrica en estado de saturación, de forma tal que permita con posterioridad corroborar los resultados de técnicas experimentales de inhibición total y ajustar los métodos de estimación del cambio volumétrico?

Hipótesis

Si se estudian los cambios volumétricos del suelo expansivo mediante los modelos construidos a escala reducida, entonces se podrá analizar en mejor medida, la expansividad. Tal acción permite resolver, en gran medida, los problemas de su evaluación experimental y los que se presentan durante su estudio. Asimismo, generaliza las experiencias existentes, para de esta forma, acometer proyectos de obras económicas y seguras sobre estos suelos en Costa Rica.

Objetivo general

Evaluar, mediante modelos a escala reducida, los cambios volumétricos, de forma tal que tal acción permita, posteriormente, una mejor interpretación de los resultados experimentales y un ajuste de los métodos sobre estimación de cambio de volumen en suelos arcillosos.

Objetivos específicos

- . Establecer las características, estructura y dimensiones de un modelo a escala reducida para el análisis de los cambios volumétricos.
- . Definir el tipo de cimentación a utilizar en el modelo y los esfuerzos que deben de ser aplicados.
- . Construir el modelo a escala, colocando las estructuras correspondientes con su respectivo sistema de medición de las deformaciones.
- . Comparar los resultados de deformaciones obtenidos del modelo a escala con ensayos de laboratorio realizados previamente.

Alcances y limitaciones

Alcances

- . Comparación de los resultados del modelo a escala reducida, con los resultados de técnicas experimentales.
- . Análisis de la arcilla expansiva mediante defómetros y sensores electrónicos.
- . Análisis de la cimentación, especialmente del tipo de cimentación superficial, mediante el modelo a escala reducida.

Limitaciones

- . El tipo de cimentación sometida a estudio será una cimentación aislada.
- . El modelo donde se analiza el cambio volumétrico del suelo arcilloso fue fabricado en vidrio.

. Se hizo el estudio en arcillas expansivas y no se utilizó ningún otro tipo de suelo.

Impacto

Los investigadores en el campo de la Geotecnia, con el pasar de los años, requieren de mayor indagación y avances que permitan estudiar la expansividad de los suelos. Por lo tanto, al realizar un modelo a escala reducida, que brinde métodos de estimación y análisis mediante sensores calibrados para las condiciones actuales de los suelos en Costa Rica, se puede llegar a resultados certeros. a fin de que el profesional pueda considerar el tipo de cimentación aislada que requiere cada tipo de suelo.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

En este capítulo se realiza un análisis del estado actual del conocimiento sobre el comportamiento de los suelos cohesivos con problemas especiales, principalmente, y con inestabilidad volumétrica. Así se pueden plantear las soluciones ingenieriles a los problemas de interacción suelo-estructura.

Con este propósito, se presentan de forma simplificada, las principales características y propiedades de estos suelos, así como un estudio y crítica de los principales métodos de identificación, clasificación y cuantificación de sus propiedades de construcción, así como el levantamiento o colapso de la capa activa;

Además, se efectúa una valoración de las características e importancia de los estudios de susceptibilidad y riesgo por problemas especiales. Finalmente, se diseña un modelo, a escala reducida, como herramienta para la demostración de los cambios volumétricos que experimentan estos suelos.

1.1 Consideraciones sobre los fenómenos de expansividad de los suelos arcillosos

El término suelo expansivo se suele reservar para aquellos suelos no saturados, donde las variaciones de las tensiones efectivas provocan una considerable expansión o retracción.

La expansión está asociada, por lo general, a suelos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas. Se debe destacar que, en la metodología aplicada para la evaluación de la expansividad, se parte del criterio de que los cambios de volumen se producen como consecuencia de la variación de la presión efectiva del suelo, ya sea por causas externas o internas.

Los cambios volumétricos pueden llegar a producir efectos perjudiciales en las obras construidas sobre ellos, si no se toman precauciones especiales, principalmente debido a las fuerzas (esfuerzos) de levantamiento causadas por la expansión.

En la presente investigación, se toman en cuenta suelos arcillosos donde las variaciones volumétricas son suficientemente evidentes, de manera que pueden producir efectos perjudiciales en las obras construidas sobre ellos, si no se toman precauciones

especiales.

Por lo tanto, se engloban los suelos arcillosos, que puedan presentar notables variaciones de volumen, ya sea aumento (como literalmente indica su nombre) o disminución.

Los suelos expansivos muestran un comportamiento difícil de cuantificar, por lo que no basta con determinar solamente una propiedad índice, para llegar a una conclusión definitiva sobre su comportamiento (Delgado, 1999). Por tal motivo, las metodologías para caracterizar este tipo de suelos se basan en técnicas combinadas, por lo que se utilizan propiedades provenientes de técnicas directas e indirectas.

A pesar de que los suelos expansivos han sido estudiados a profundidad, en la literatura internacional, las metodologías para su evaluación integral son pocas. Se destacan los trabajos de Jiménez Salas (1975), Lima (1995), Delgado y Quevedo (2008)

Existen referencias de la existencia de suelos expansivos en numerosos países entre ellos: Angola, Argelia, Argentina, Australia, Brasil, Canadá, Colombia, Ecuador, España, Estados Unidos, Etiopía, Ghana, India, Israel, Iraq, Irán, Kenia, Marruecos, México, Mozambique, Myanmar, Perú, Rusia, Sudáfrica, Turquía, Ucrania y Venezuela (Jiménez Salas y Alpañés, 1975; Pousada Presa, 1984; Das, 2000).

En el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2012) se incluyen reportes y zonas que pueden llegar a ser susceptibles a los suelos expansivos. Se deben complementar informes y publicaciones que brinden información confiable y vital para identificar el posible riesgo de los suelos expansivos, así como estimar factores geotécnicos que intervienen en el análisis de los cambios volumétricos de estos suelos.

Como antecedentes, brinda una idea general de la ubicación de estas arcillas, por lo que se indican algunos de los sitios: sector sur del Área Metropolitana; Desamparados, Alajuelita, Ciruelas, Escazú, Coyol de Alajuela, Lagos de Lindora, Pozos de Santa Ana, entre otros (Geotecnia, 2012).

En Cartago aparecen hacia el sur del centro de la ciudad, principalmente asociadas a topografías planas. Fuera del Valle Central, se encuentran en el centro de Cañas y alrededores, así como en algunos sitios de Liberia, Filadelfia y Nicoya. En Limón, en sectores de Los Corales, el centro de la ciudad y en la Zona Franca de Moín (Geotecnia, 2012).

1.1.1 Identificación del problema

Para identificar el problema, es necesario determinar zonas vulnerables donde se presentan suelos potencialmente expansivos. Es importante conocer la existencia del fenómeno de suelos expansivos, antes de iniciar un estudio geotécnico.

En Costa Rica y otras partes del mundo, ciertos tipos de suelos hacen que la construcción de cimentaciones, obras hidráulicas y viales sea extremadamente difícil. Por ejemplo, los llamados suelos con comportamiento especial que, debido a la singularidad de algunas de sus características, llegan a causar grandes movimientos diferenciales en las obras, debido a un excesivo levantamiento o asentamiento.

Aunque no todos los problemas causados por los suelos con comportamiento especial pueden resolverse, los ingenieros, a lo largo del tiempo, han tomado diferentes medidas para reducir la posibilidad de daños en las obras cimentadas sobre estos suelos.

Las arcillas expansivas pertenecen al grupo mineralógico de los silicatos y en función de la distribución de los tetraedros de SiO_4^{4-} , se clasifican sistemáticamente dentro de los filosilicatos o silicatos laminares. Asimismo, las que tienen mayor expansividad, son las del grupo de las esmectitas.

A grandes rasgos y en función del tipo de arcilla, entre lámina y lámina se emplazarán en mayor o menor medida, las moléculas de agua que producirán el hinchamiento.

Cuando el catión interlaminar es el sodio, las esmectitas tienen una gran capacidad de hinchamiento, de manera que puede producirse la completa disociación o separación de las láminas. Esta situación trae como resultado un alto grado de dispersión y un máximo

desarrollo de propiedades coloidales, que dan lugar a propiedades especiales como las de los lodos estabilizadores tixotrópicos o bentonitas. Si, por el contrario, tienen Ca^{2+} o Mg^{2+} como cationes de cambio, su capacidad de hinchamiento será mucho más reducida (Rosales, 2006).

1.1.2 Manifestación de la expansividad

Para que se ponga de manifiesto el hinchamiento de un suelo, es necesario que este sea de naturaleza expansiva; además, es preciso que ocurra una variación apreciable de la presión efectiva. En dependencia de la importancia que se dé a estos aspectos, existen dos tendencias para estudiar el fenómeno.

Una de estas tendencias estudia, principalmente, la naturaleza expansiva de los suelos, la cual que depende, fundamentalmente, del contenido de minerales arcillosos; por tanto, se concentra en el estudio de aspectos mineralógicos a través de complejas técnicas de laboratorio. La otra tendencia estudia, a través de ensayos de tipo edométrico y triaxial, las variaciones de la presión efectiva del suelo ocasionadas por cambios de humedad, cambios de la presión total o variación de humedad y presión total; aunque también los cambios en la salinidad de la fase líquida pueden provocar variaciones de la presión efectiva.

En la actualidad, la mayoría de los investigadores evalúa la expansividad mediante técnicas edométricas u otras de rutina, en los laboratorios de mecánica de suelos, porque los resultados de estos ensayos son los que los proyectistas necesitan para realizar sus cálculos.

En este trabajo se explican los cambios de volumen como consecuencia de las variaciones en los estados tensionales del suelo, ya sean externos o internos. Se consideran externos a los resultantes de la presión total aplicada y como internos, a la succión o presión equivalente del agua intersticial, normalmente negativa, en el caso de los suelos no saturados.

Los aspectos mineralógicos son tratados solo con fines de identificación cuando se puede disponer de estos datos. No obstante, se debe señalar que en el ámbito internacional,

algunos aspectos mineralógicos han sido retomados en modelos constitutivos para explicar el comportamiento de estos suelos.

La evolución geológica de la zona está asociada a la elevación de los edificios volcánicos de la Cordillera Volcánica Central durante el Pleistoceno-Holoceno, lo cual originó la formación de depresiones.

En las depresiones se acumularon materiales procedentes de los volcanes, como avalanchas de lodo y cenizas que rellenaron la cuenca (Sánchez, 2016)

1.1.3 Mecanismos de expansión

Los diversos mecanismos de expansión descritos en la literatura técnica (Pousada Presa, 1984; Esteban, 1990; Escario, 2000) pueden agruparse en tres tipos más importantes: atracción de las partículas de arcilla, repulsión osmótica e hidratación de cationes. Otros mecanismos de menor influencia en la expansión son las fuerzas de Van der Waals y la relajación elástica.

Además de los mecanismos de inestabilidad volumétrica, típicos de las arcillas expansivas, existen otros que originan hinchamientos en el terreno, aunque este no sea arcilloso. Así, por ejemplo, se pueden tener aumentos de volumen debido a la hidratación del sulfato de calcio (anhidrita), formando yeso, la oxidación de sulfuros presentes en el suelo, como la piritita, la hidratación y cristalización del sulfato sódico, el efecto de las heladas, etc. (Jiménez Salas y Justo Alpañés, 1975; Pousada Presa, 1984; Sáez Auñón, 1991; López González-Mesones, 1991; Das, 2000).

En realidad, los mecanismos de expansión no actúan individualmente. Por ejemplo, la hidratación de iones no puede ser significativa, sin la atracción de las partículas de arcilla. Asimismo, la repulsión osmótica no puede influir en el cambio de volumen, sin la atracción de agua y cationes por parte de la partícula.

La succión total del suelo, que es la combinación de las componentes matricial y osmótica, refleja la influencia de los tres principales mecanismos de expansión. La succión matricial representa los mecanismos de atracción de las partículas de arcilla y de hidratación de cationes, mientras que la succión osmótica representa el mecanismo de repulsión osmótica (Snethen, 1979; Escario, 2000; Sivakumar y Doran, 2000).

1.1.4 Factores que influyen en la expansión

Una gran cantidad de publicaciones han conseguido enumerar, definir y analizar los factores que afectan o determinan las características del comportamiento de los suelos expansivos (Holtz y Gibbs, 1956; Jiménez Salas y Serratos, 1957; Lambe, 1958; Holtz, 1959; Ladd, 1960; Seed, Mitchell y Chan, 1962; Escario, 1965 y 1969; Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1975; Monzón, 1976; Ribas Hermelo, 1981; Ábalo y Moya, 1982; Pousada Presa, 1984; Esteban, 1990; Sáez Auñón, 1991; Torre Sobrevilla, 1993; Mitchell, 1993; Soeters, 1995; Das, 2000).

1.1.5 Principales factores que afectan la expansión

Los principales factores que afectan a la expansión se pueden dividir en tres grupos:

El primer grupo es el concerniente a las propiedades intrínsecas de las partículas y las condiciones de la masa del suelo, tales como el tipo de mineral arcilloso, el contenido de arcilla, la densidad seca y el contenido de humedad.

La expansión también depende de los iones de cambio (adsorbidos). El tipo y el contenido de mineral de arcilla constituyen los factores intrínsecos que determinan si el suelo es o no potencialmente expansivo, así como el tamaño y superficie específica de los minerales de arcilla; mientras que los factores intrínsecos restantes, junto con el fluido de los poros y las condiciones del medio ambiente, determinan la extensión o magnitud del cambio de volumen.

El segundo grupo es el relativo a las propiedades del fluido de los poros, como la composición electroquímica del agua y la interacción agua-arcilla. Cuando el fluido de los poros contiene concentraciones altas de cationes, o sea de sales solubles, la magnitud del cambio de volumen del suelo expansivo tiende a reducirse; por el contrario, si la

concentración iónica es baja puede ocurrir la lixiviación de los cationes que equilibran cargas y de los agentes de cementación, lo que genera que el suelo sea más susceptible a cambiar de volumen (Grim, 1959; Mitchell, 1973).

El tercer grupo representa las condiciones del medio ambiente, ya sea en el campo o en el laboratorio. En este último grupo se agrupan factores como la historia geológica del depósito del suelo o el historial de presiones aplicadas, la temperatura y la disponibilidad de agua.

1.2 Profundidad de la capa activa

La profundidad de la capa activa, o profundidad de desecación, es el espesor de la capa de suelo en la cual existe una deficiencia de humedad, debido a que la succión se ve afectada por variaciones de las condiciones atmosféricas y ambientales.

La humedad de equilibrio sería la humedad que tendría el suelo, si todas las condiciones fuesen constantes. La variación de la succión como consecuencia de los cambios de humedad es máxima en la superficie y se va amortiguando hasta la profundidad activa, por debajo de la cual el suelo permanece estable.

Los cambios de humedad en la capa activa producen hinchamientos o retracciones del suelo. Este último fenómeno genera agrietamiento cuando la desecación es fuerte. Las variaciones de la succión pueden tener diversas causas: las variaciones climáticas estacionales, la acción aislante de las construcciones, la adición de agua al terreno, el calentamiento del terreno, la presencia de vegetación, la modificación del nivel freático o de las condiciones hidrológicas generales del terreno, la construcción de rellenos o terraplenes con humedad distinta a la de equilibrio, entre otras (Jiménez Salas y Justo Alpañés, 1975; Monzón, 1976; Ábalo y Moya; Pousada Presa, 1984; Escario, 1996).

La forma del perfil dinámico depende, predominantemente, de la disponibilidad de agua superficial de la evaporación superficial (o evapotranspiración), de la difusividad del suelo y de la posición del nivel freático (Sullivan y McClelland, 1969; Zepeda Garrido, 1989).

Para una determinación teóricamente correcta del espesor de la capa activa, hay que medir ciertos parámetros del suelo con técnicas muy complejas e insuficientemente puestas a punto y aplicar métodos matemáticos complejos. Los resultados deben ser corregidos, teniendo en cuenta ciertas condiciones del suelo; por ejemplo, la fisuración y su influencia en la transmisión de humedad, que en la práctica no se sabe cuantificar.

También son difíciles los problemas de filtración y evaporación por la superficie, así como la actuación de la termoósmosis y de la presión osmótica por diferencia de concentración de sales.

Cuando no es posible establecer el perfil dinámico de succión de suelo, la potencia de capa activa se puede estimar por diferentes técnicas o relaciones que consideran la humedad natural, la plasticidad o la presencia del nivel freático (Martínez, 2003).

Además de los mecanismos de inestabilidad volumétrica, típicos de las arcillas denominadas expansivas, existen otros que originan hinchamientos en el terreno, aunque este no sea arcilloso (Jiménez Salas, 1975; Pousada Presa, 1984; Sáenz Auñón, 1991; López González-Mesones, 1991; Sánchez, 2016)

Así, por ejemplo, se pueden presentar aumentos de volumen debido a:

- . La hidratación del sulfato de calcio (anhidrita), formando yeso.
- . La oxidación de sulfuros presentes en el suelo, tales como la pirita.
- . La hidratación y cristalización del sulfato sódico.
- . Las heladas en climas templados durante el deshielo.

1.3 Ensayos para la cuantificación de las características de la expansión

Existe una diversidad de tipos de ensayos, destinados a cuantificar el porcentaje de hinchamiento. Para efectos de estudios y análisis, se pueden dividir en dos grandes grupos: ensayos de inundación y ensayos de succión controlada.

1.3.1 Ensayos de expansión con inundación

De los diversos métodos de ensayo con imbibición total, se pasa revista a aquellos que se consideran de mayor utilidad, para el proyecto de obras de ingeniería civil:

➤ Ensayo edométrico directo

En este ensayo se coloca una muestra inalterada o remoldeada, en el edómetro convencional, con el contenido de humedad natural. Se le somete inmediatamente a una carga correspondiente a la sobrecarga del terreno (p_o).

Si el ensayo se destina a un proyecto de cimentaciones, la muestra de suelo se somete además a una carga adicional (Δp) correspondiente a la sollicitación impuesta por la estructura que será construida. Concluida la consolidación de la muestra bajo las cargas aplicadas, se permite el acceso de agua libre, dejando que el suelo se expanda hasta alcanzar su estabilización.

A continuación, se prosigue con el incremento de la carga, como si se tratase de un ensayo normal de consolidación. De la curva “ e vs $\log p$ ” se obtiene el valor de Δe correspondiente al hinchamiento experimentado por la muestra.

Este método presenta dos limitaciones importantes: una es que el suelo se somete a una imbibición total, por lo que las expansiones medidas corresponden a una situación límite (saturación completa); la otra implica que el hinchamiento obtenido corresponda a una carga o incremento de carga fijo, lo que impide que el proyectista tenga la oportunidad de considerar otras condiciones de aplicación de cargas.

➤ Ensayo edométrico múltiple

En este ensayo se usan varias muestras con humedad natural, las cuales se montan en el edómetro convencional con diferentes sobrecargas. Seguidamente, se inundan y se miden sus hinchamientos después de estabilizados. Esto equivale a realizar, a la vez, varios ensayos del tipo mencionado anteriormente.

Se suelen presentar los resultados por medio de dos curvas: una de ellas corresponde a la variación de los índices de poros de la muestra con contenido de humedad natural, mientras que la otra corresponde a la variación de los índices de poros para la condición de inundación.

➤ Ensayo edométrico doble

El método del doble edómetro fue ideado por Jennings y Nnight (1957). Se trata de un intento de solucionar las desventajas del ensayo edométrico directo, en relación con las exigencias del proyecto, sin necesidad de recurrir a la solución extrema del ensayo edométrico múltiple.

Este ensayo fue muy utilizado en Sudáfrica en la década de los setenta y, a pesar de la crítica severa a que ha sido sometido en los últimos años, continúa siendo bastante utilizado (Kantey, 1971; Jiménez Salas, 1971; Horta da Silva, 1975).

En este ensayo se toman dos muestras lo más idénticas posible. Durante el ensayo, una de las muestras se mantiene con humedad natural, mientras que la otra es inundada desde el principio.

Para la muestra que se ensaya con la humedad natural, debe emplearse una célula edométrica, con un dispositivo que implica la desecación de esta durante el ensayo. En cuanto a la otra muestra, que inicialmente también tiene su humedad natural, se deja hinchar, consiguiéndose así un acceso rápido y complejo del agua a toda la muestra.

A continuación, se cargan ambas muestras por escalones sucesivos, hasta llegar a una carga elevada del orden de los 20 kg/cm². En el punto correspondiente a 0,07 o 0,1 kg/cm² sigue considerándose como definitorio del hinchamiento libre.

Este método se basa en suponer que, inicialmente, ambas muestras son idénticas; no obstante, como es inevitable que existan diferencias entre los índices de poros iniciales, para

corregir este desajuste los autores suponen que las curvas son asintóticas para presiones elevadas, ya que las fuerzas de succión pierden importancia frente a los totales.

Así pues, recomiendan que se desplace una de las curvas (generalmente la curva de humedad natural) hasta que su tramo recto, correspondiente a las presiones elevadas, coincida con el de la otra. Puede ser que esta sea una de las causas, de que el método del doble edómetro sobrevalore el hinchamiento.

La intersección de ambas curvas corresponde a la presión de hinchamiento del suelo, pues de modo general se puede decir que el suelo hincha o colapsa al inundarse, dependiendo de si la presión externa es mayor o menor que la de hinchamiento (Dudley, 1970; Sultan, 1969; Brackley, 1975; Leonards y Atschaeffl, 1971; Komornick y Zeitlen, 1969; Jiménez Salas et al, 1980).

Otra posible fuente de error, de este método, es el hecho de que la expansión depende de la trayectoria de tensiones. Weston (1980) considera que el principal inconveniente de este ensayo, está relacionado con el hecho de admitir que la expansión es independiente de las trayectorias de tensión y humectación, lo que en realidad no es verdad, como ya había indicado (Jiménez Salas y Serratosa (1957)

Ante esta evidencia, Burland (1975) y Brackley (1975) son de la opinión de que los ensayos edométricos deberían ser realizados, siempre siguiéndose trayectorias de tensión convenientes, para cada caso.

➤ Ensayo edométrico simple

Firth (1971) Llama la atención el hecho de que en el ensayo edométrico doble, la muestra ensayada con el contenido de humedad natural se destina exclusivamente a la determinación del índice de poros inicial (e_o) bajo la tensión total vertical (p_o) correspondiente a la profundidad en que se encontraba la muestra.

Tomando esto en cuenta, se ideó el ensayo edométrico simple, en el cual el índice de porosidad inicial de la muestra (con humedad natural) se obtiene cargándola hasta la presión total inicial (p_o) correspondiente a la sobrecarga de tierras.

A continuación, se descarga la muestra hasta una presión de $0,07 \text{ kg/cm}^2$; luego se inunda y finalmente se carga la muestra progresivamente como, si se tratara de una muestra inundada del edómetro doble.

Ralph y Magor (1972) hicieron la siguiente observación sobre el tema: “La curva edométrica es prácticamente horizontal en el tramo inicial (hasta la carga p_o) y se introduce un error insignificante al aceptar como e_o el valor correspondiente a la presión igual a $0,07 \text{ kg/cm}^2$ ”. Con base en esta observación, propusieron la utilización del ensayo edométrico simple modificado.

En relación con la técnica del edómetro doble, el ensayo edométrico simple presenta varias ventajas, entre las que se destacan: la eliminación de las incertidumbres asociadas con las posibles diferencias, entre los índices de poros iniciales de las muestras; la eliminación de la necesidad de llevar los ensayos hasta presiones muy altas, para localizar las ramas vírgenes de las curvas edométricas. Esta acción puede dejar de hacerse en el doble edómetro, debido a la necesidad de realizar el ajuste de las dos curvas. Además, es más barato y sencillo, lo que posibilita duplicar el número de muestras estudiadas, sin encarecer el estudio.

Debe destacarse que este ensayo, al igual que el doble edómetro, es aplicable principalmente a suelos, que en su estado final, alcanzan un grado de saturación suficientemente alto.

➤ Ensayo edométrico a volumen constante

Para realizar el ensayo según la norma ASTM D 4546-96 (método C), se toma una muestra con humedad natural, se carga con una presión correspondiente a la sobrecarga de tierras y, una vez estabilizada, se inunda, incrementándose la carga de modo que se mantenga la muestra a un volumen constante.

Al alcanzar la presión de hinchamiento máxima, la muestra es descargada gradualmente, hasta llegar a una pequeña carga de 0,07 ó 0,10 kg/cm² (Sullivan y McClelland, 1969).

La diferencia de este procedimiento, en relación con el convencional, radica principalmente en el hecho de que se hace una interpretación de la curva “e vs log σ ” en términos de tensiones efectivas, aplicando una versión modificada de la ecuación clásica de tensiones efectivas.

➤ Ensayo edométrico con muestras dobles inundadas

En este ensayo, ideado por Holtz (1970), se utilizan los resultados de dos muestras. Una de las muestras se inunda a volumen constante y, al alcanzar el equilibrio, se descarga hasta una pequeña presión nominal.

La otra se carga con esa misma presión, se inunda y, después de estabilizado el hinchamiento, se carga progresivamente hasta alcanzar la presión de hinchamiento, obtenida en la muestra anterior.

La curva de interpolación, que pasa por los dos puntos correspondientes al hinchamiento libre de la segunda muestra y a la presión de hinchamiento de la primera, es la estimación del cambio de volumen, para muestras cargadas con presiones intermedias e inundadas.

➤ Ensayo edométrico con medida de presión lateral

Se han desarrollado diferentes dispositivos para medir la presión de hinchamiento lateral, cuando se inunda la muestra en los edómetros convencionales (Kormornik y Zeitlen, 1965; Escario, 1965; Ofer, 1980).

➤ Ensayo triaxial con control de expansión vertical y lateral

Aunque los daños causados en las estructuras por expansión se pueden atribuir casi siempre a su componente vertical, hay casos cuya causa es la expansión lateral (Jiménez Salas, 1965). Para estos casos, los dispositivos de ensayo unidimensionales no responden totalmente a la necesidad planteada.

La interpretación en conjunto de los resultados obtenidos en el edómetro simple modificado y el edómetro a volumen constante, como si se tratase del edómetro de muestras dobles inundadas, permite resolver los problemas de la cuantificación experimental del fenómeno de la expansividad, por lo que se obtienen resultados más apegados a la realidad, en el campo del fenómeno.

Los resultados, de las técnicas de ensayo empleadas, permiten analizar la influencia de las diferentes secuencias de aplicación de la carga (historial de tensiones) y el proceso de humectación en el potencial de hinchamiento de las arcillas. De ello se deduce, que los ensayos realizados en cada investigación, deben modelar las condiciones de montaje y trabajo de la cimentación de la obra; de esta forma se puede contar con aproximaciones más realistas del fenómeno de expansividad (Sánchez, 2016).

Mediante el trabajo realizado por Mora (2013), se puede llegar a observar que los comportamientos de dos tipos de cimentación analizados, generan variaciones de elevación relativas. En este caso, los incrementos de los niveles del terreno son importantes en zonas donde se saturó más el suelo. En lugares como interiores de la vivienda, llega a ser el incremento vertical menor, quedando claro que en escala real esto llega a producir un daño importante en la vivienda

1.4 Ensayos de expansión con succión controlada

En la actualidad, varios autores han criticado el procedimiento convencional con imbibición total de las muestras, en los ensayos de expansión, por considerar que esta situación no corresponde en términos generales con la realidad en el terreno (Escario, 1969; Escario y Sáenz, 1973; Aitchison, 1973; Kassif y Ben Shalom, 1971; Kassif et al., 1973; Novais-Ferreira, 1973; Horta da Silva, 1975).

Las medidas del hinchamiento y de la presión de hinchamiento, usando técnicas convencionales, son generalmente conservadoras. Esto se debe al procedimiento empleado para suministrar agua en el ensayo, ya que parece bastante improbable que la masa de suelo

in situ tenga una disponibilidad de agua suficiente para saturar completamente el suelo; también parece poco probable que la “necesidad de agua” sea satisfecha inmediatamente.

De hecho, la succión aumentará debajo de la estructura edificada, pero no se alcanza el estado límite de saturación y, si esto pasa, nunca será a lo largo de toda la zona activa del suelo. Consecuentemente, la expansión determinada con imbibición total de la muestra es una hipótesis demasiado drástica.

Con el fin de reproducir directamente en una muestra de suelo (inalterada o remoldeada) la variación de las succiones a que va a ser sometida en el terreno, así como los cambios de las cargas exteriores, se desarrollaron diversos métodos (Escario, 1965 y 1967; Escario, 1969; Escario y Sáenz, 1973; Aitchison y Woodburn, 1969; Kassif y Ben Shalom, 1971; Kassif et al., 1973; Kormornik et al, 1980; Escario, 1980).

Estas técnicas determinan las características de expansión de las arcillas parcialmente saturadas, en función de la succión, lo que conduce a expresiones que son consideradas como las más satisfactorias, para controlar la variación de la humedad y el hinchamiento correspondiente.

La presente investigación tiene un grado de complicación. debido a que la Universidad no cuenta con las condiciones ideales para fabricar un modelo a escala; sin embargo, se construyen dos modelos donde se analizan las muestras de suelo extraídas para así poder desarrollar el análisis, por lo que queda, para el futuro, el mejoramiento del modelo.

1.5 Métodos de identificación y clasificación de los suelos expansivos

Con los métodos de identificación y clasificación de los suelos expansivos se obtiene una clasificación de los suelos en cuanto a su peligrosidad relativa (baja, media o alta) en lo tocante a los cambios de volumen. Ello, por cuanto para una clasificación aproximada de su comportamiento, se necesita tomar en cuenta una serie de factores complejos, como se pudo apreciar anteriormente.

Los métodos más usados, para inferir el potencial de expansión de un suelo, están basados en los límites de consistencia y el contenido de arcilla; también se toma en cuenta la actividad coloidal, la densidad seca, la humedad natural y la relación de vacíos. No obstante, debe destacarse que, en general, un solo índice no suele ser suficiente para llegar a una conclusión definitiva sobre la expansividad.

Entre los criterios más citados en la literatura, se destacan los de Holtz y Gibbs (1956), Holtz (1959 y 1970), McDowell (1956), Ladd y Lambe (1961); Seed, Woodward y Lundgren (1962), Merwe (1964 y 1975), Vijayvergiya y Ghazzaly (1973), entre otros. En publicaciones más recientes, se evidencia que esta tendencia aún continúa (O'Neill, M.; Poormoayed, N., 1980; Tsaligopoulos, C.H., 1995).

Todos los criterios de identificación y clasificación, que han sido comentados, fueron propuestos con base en los resultados obtenidos en el extranjero, por lo que puede ser que tengan más confiabilidad en sus lugares de origen que en Costa Rica.

En este sentido, se hace necesario estudiar más a fondo los suelos expansivos costarricenses, con el propósito de definir correlaciones entre sus propiedades índice y su comportamiento, e identificarlos con menor margen de error, de forma tal que se puedan inferir sus propiedades expansivas, con más aproximación (Sánchez, 2016).

Los resultados de estos ensayos solamente pueden dar una idea de la posibilidad de que el problema ocurra, por lo que es necesario elaborar un modelo a escala reducida que nos permita la identificación de los mismos.

1.6 Métodos de cálculo basados en ensayos con inundación

1.6.1 Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, 1961)

En este método, que es uno de los más antiguos, el levantamiento (h) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$h = \frac{H * h_{max}}{2}$$

Donde:

- . H= espesor de capa activa
- . h_{max} = hinchamiento máximo

Acerca del procedimiento seguido en este método, debe destacarse que las muestras inalteradas se toman a profundidades adecuadas, dentro de la capa activa; después se colocan con su humedad natural en edómetros, se cargan bajo presiones iguales a las sobrecargas de tierra más el incremento apropiado proveniente de la estructura; luego se procede a inundar las muestras y se mide la expansión.

Un análogo a este es el adoptado por el Departamento de la Marina de los Estados Unidos (U.S. Navy Department, 1971).

1.6.2 Método de Jennings y Knight (1957)

El cálculo del levantamiento del substrato expansivo de cementación se hace dividiendo la zona activa en capas y aplicando la siguiente ecuación:

$$h = \sum \frac{\Delta e}{1 + e_0} * H$$

Donde:

- . H= espesor de cada subcapa de la zona activa.
- . Δe = variación del índice de poros en cada subcapa.
- . e_0 = índice de poros en cada subcapa.

En este método se toman diversos pares de muestras inalteradas (adyacentes) a diversas profundidades del perfil (zona activa) y se ensayan usando la técnica del doble edómetro.

1.6.3 Método de Jiménez Salas y Serratosa (1957)

El método de Jiménez Salas y Serratosa está basado en resultados edométricos con inundación: unos ensayos son de hinchamiento libre (sobrecarga de 0.07 kg/cm^2) y otros de presión de expansión (hinchamiento controlado). Los autores establecieron la siguiente expresión:

$$h = K_s * \log\left(\frac{p_h}{p}\right)$$

Donde:

- . p_h = presión de hinchamiento
- . p = presión aplicada
- . K_s = constante que puede determinarse si se conoce algún dato de la curva de hinchamiento; los autores recomiendan tomar, en caso de no disponer de datos: $K_s = 0.0188 * p_h$ (quedando expresada la presión de hinchamiento en kg/cm^2 y el levantamiento en tanto por uno).

1.6.4 Método de McDowell (1956)

Este es un método semiempírico desarrollado para calcular el levantamiento de arcillas sometidas a procesos de hinchamiento-retracción, como se señala a continuación:

- El cambio de volumen libre (confinamiento 0.07 kg/cm^2) se determina por ábaco a partir del índice de plasticidad.
- Con el cambio de volumen libre se identifica, utilizando otro ábaco, la curva presión-cambio de volumen correspondiente al suelo considerado.
- Después de calculada la sobrecarga de tierras y de la construcción para el centro de cada capa, se entra en la curva identificada en el paso anterior y

se puede leer el cambio de volumen. El hinchamiento vertical, según McDowell, se debe tomar igual a un tercio del cambio de volumen.

- El levantamiento potencial vertical se calcula multiplicando el espesor de cada capa por su hinchamiento vertical, en función de la carga de cada capa.

En cuanto a la universalidad del método, debe decirse que está basado en parámetros deducidos de arcillas de Texas (E.U.A.).

Se toma el hinchamiento vertical como el tercio del cambio de volumen porque se supone que el hinchamiento lateral es libre, lo cual no parece ser lo más real. Sin embargo, esta relación parece admitirse hoy con un carácter bastante general, pues para asumir esto se toman en cuenta medidas reales y razonamientos variados (Jiménez Salas et al, 1980).

Este método es aún muy popular y extendido. Tiene la ventaja de ser económico, ya que el único parámetro que necesita es el hinchamiento libre o, incluso, solo el índice de plasticidad.

1.6.5 Método de Sampson, Schuster y Budge (1965)

En este método se requieren dos muestras inalteradas adyacentes. A una muestra se le realiza un ensayo edométrico, a volumen constante con descarga posterior y a la otra muestra, un ensayo edométrico simple, sin consolidación posterior.

Se obtiene el cambio de volumen debido a la retirada de la sobrecarga, al acceso de agua, Δe_0 , y si cambio de volumen debido a la reducción de la presión efectiva a medida que la presión intersticial crece, Δe_s . El cambio de volumen total, Δe , que ocurrirá será:

$$\Delta e = \Delta e_0 + \Delta e_s$$

1.6.6 Método de Carothers (1965)

Carothers (1965) sugiere que, para medir la susceptibilidad de una arcilla a la expansión, se realice un ensayo edométrico con inundación desde el inicio del ensayo. Con base en este ensayo, se determina el índice de expansión primario C_S .

Carothers (1965) propuso para el índice de expansión la siguiente correlación:

$$C_S = 0.0009 * (LL - 10)$$

Una vez encontrado el índice de expansión y conocidos los cambios de tensiones efectivas, los movimientos verticales se evalúan utilizando la siguiente expresión:

$$h = H * \frac{C_S}{1 - e_0} * \log \frac{\sigma'_i}{\sigma'_f}$$

Donde:

- . h = incremento de espesor de la capa debido a la expansión.
- . H = espesor original de la capa expansiva.
- . C_S = índice de expansión primario.
- . e_0 = índice de poros original.
- . σ'_i, σ'_f = tensiones efectivas inicial y final, respectivamente.

El método ha dado resultados prácticos razonablemente moderados (Pousada, 1984).

1.6.7 Método de Sullivan y McClelland (1969)

El método de Sullivan y McClelland (1969) es un método de predicción de levantamiento, basado en el ensayo edométrico a volumen constante. Las tensiones efectivas final e inicial se determinan por:

$$\sigma' = \sigma - x * p''$$

Donde:

- . σ' = tensión efectiva.
- . σ = tensión total.
- . p'' = succión o presión intersticial negativa del agua.
- . x = parámetro representado por la porción de succión del suelo que contribuye a la tensión efectiva (Blight, 1965 y 1967).

El cálculo del levantamiento previsible (h) se realiza del siguiente modo:

$$h = H * \frac{\Delta f}{1 - f_0}$$

Donde:

- . H= espesor del estrato expansivo.
- . Δf = incremento de expansión correspondiente al cambio de tensión $(\sigma'_i - \sigma'_f)$.
- . f_0 = expansión inicial, que es cero o un valor negativo que indica una leve compresión de la muestra bajo la sobrecarga, antes de ser inundada.

Las tensiones efectivas inicial (σ'_i) y final (σ'_f) se calculan por medio de las expresiones:

$$\sigma'_i = p_0 + x * p''_i$$

$$\sigma'_f = p_0 + \Delta p + x * p''_f$$

Para la evaluación de la expansividad en la investigación, se parte del criterio de que los cambios de volumen se producen como consecuencia de la variación de la presión efectiva del suelo, ya sea por causas externas o internas. Desde este punto de vista, la naturaleza expansiva de los suelos, dada fundamentalmente por el contenido de minerales arcillosos de estructura laminar expansiva, es una condición necesaria, pero no suficiente para que el fenómeno ocurra.

En Rusia, cuando se proyectan cimentaciones sobre suelos expansivos y colapsables, según la SNIP (1974, 1983), Sorochan (1970), Sorochan et al. (1978) y Chvetsov (1991) se evalúa el levantamiento o colapso en la zona activa, utilizando la fórmula 1.1. La capa activa se discretiza empleando el método de sumatoria de capas.

En el caso de los suelos expansivos, cuando se calcula el levantamiento, este se afecta por un coeficiente (m) de las condiciones de trabajo que varía linealmente entre 0,8 y 0,6 para tensiones verticales de 50 KPa a 300 KPa, pero hay que considerar que emplean en los cálculos los resultados del ensayo de hinchamiento libre.

Si se calcula el asentamiento por retracción, entonces el coeficiente toma un valor de 1,3. En el caso de los suelos colapsables, los hundimientos calculados se afectan por un valor de (m) que varía entre 1 y 2 en función del ancho del cimiento y de la profundidad de cimentación.

Si se analizan los diversos métodos de cálculo basados en ensayos con medida de la succión, resulta importante comentar que los que calculan el cambio de volumen admiten

que este es igual al cambio de humedad del suelo. Tal el caso del método de Richards (1976), el cual aplica un coeficiente de reducción de $1/3$ cuando el suelo está agrietado al comenzar el proceso de levantamiento, mientras que cuando el confinamiento lateral es completo, se aproxima a uno.

Amir y Sokolov (1976), citados por Martínez (2003), al analizar algunos suelos de Israel, encontraron que el movimiento vertical variaba entre 0,23 y 0,38 del agua absorbida o evaporada. Aunque el fundamento de estas hipótesis no es totalmente admisible, han dado resultados satisfactorios con fines prácticos.

1.7 Tipografía de los daños por expansión

La tipografía de los daños por expansión no se trata con detalle durante el desarrollo de la tesis, porque no constituye un objetivo de esta, pero debido a su importancia, se mencionan algunos aspectos significativos.

1.7.1 Tipografía en las estructuras

Los daños producidos por el fenómeno de las arcillas expansivas son muy variados; afectan, en muchos casos, la funcionalidad, además de la estética de las estructuras. A veces, provocan situaciones de ruina. La mayor o menor intensidad del daño está íntimamente ligada al clima.

El centro de la edificación tiende al equilibrio, pero los bordes y las esquinas continúan subiendo y bajando su contenido de humedad, lo cual coincide con la estación lluviosa y la seca, respectivamente. Las circunstancias descritas suelen darse con mayor gravedad en estructuras ligeras, sensibles a movimientos diferenciales y, sobre todo, cuando el fenómeno no ha sido previsto estructural ni geotécnicamente.

En suelos expansivos, donde se han apoyado elementos muy ligeros, como losas, el agrietamiento puede aparecer en días, mientras que en estructuras más pesadas, las fisuras pueden aparecer al término de seis a 12 meses, dependiendo de la época en que se inició la construcción. Los movimientos aumentan linealmente, durante los siguientes cinco a ocho años, antes de que se logre la estabilidad, aunque las variaciones particulares del entorno pueden producir una reactivación e incremento de los daños.

Los daños más comunes, en las edificaciones sobre suelos expansivos, son ampliamente tratados en la literatura (Jiménez Salas, 1975; Trejo Moedano, 1989).

1.7.2 Tipografía En presas y canales

El proyecto de presas con suelos expansivos presenta, además de los problemas usuales de estabilidad, los adicionales de cambio de resistencia del suelo, debido al aumento de su contenido de humedad, lo cual tiene que tomarse en cuenta en todo el espesor del talud, con carga inferior a la del hinchamiento nulo.

La estabilidad de los taludes, en canales, presenta igual problema de debilitamiento de la resistencia del suelo, debido al hinchamiento.

El proceso continuo, de humedecimiento y secado alternos del suelo, en los taludes, puede conducir, definitivamente, a una estructura de suelo más débil que la original. En el caso de canales revestidos, con losas de concreto, se ha dado el caso del levantamiento de estas.

1.7.3 Tipografía en caminos

Al colocar un terraplén sobre arcillas expansivas superficiales, preconsolidadas por evaporación, el terraplén protege la superficie de la evaporación y el suelo preconsolidado absorbe agua, proveniente de estratos más profundos, o de la acumulación de agua en zonas mal drenadas y se expande.

Si el peso del terraplén por unidad de superficie es inferior a la presión de expansión del suelo, este se expandirá gradualmente, en mayor medida en la parte central del terraplén,

por estar mejor protegido de la evaporación. Asimismo, los bordes y taludes sufrirán contracciones y expansiones cíclicas estacionales, todo lo cual provoca el agrietamiento longitudinal del terraplén (Mozón, 1976; Orozco y Orozco, 1989). (Sánchez, 2016)

1.8 Modelos a escala reducida

La condición principal de los modelos a escala reducidos es comprobar y optimizar los recursos, antes de iniciar una construcción de las obras u objetos reales.

La planificación, desarrollo y posterior experimentación de un modelo a escala reducida. pueden permitir el conocimiento de las características y factores que intervienen en el diseño, construcción y operación de la obra real.

El presente trabajo fomenta la utilización de los modelos a escala reducida en el país, como parte de los procedimientos racionales de diseño. Se evita de esta manera, el desperdicio de recursos e insumos.

En Ingeniería Civil, además de cálculos avanzados para realizar diseños, es de fundamental importancia la comprobación experimental de estos. Tal acción es necesaria, ya que para modelar fenómenos físicos, se asumen ciertas aproximaciones que simplifican, enormemente, las hipótesis de cálculo. Aunque estas aproximaciones son válidas dentro de rangos bastantes grandes, existen diseños que no admiten margen de error. Por ejemplo, cierto tipo de edificios, represas, puentes, etc., en donde se encuentra en riesgo la vida de personas o se presentan fenómenos muy complejos que, por ahora, solo pueden estudiarse a través de la experimentación y observación (Campoverde, 2014).

La construcción y puesta a punto de las estructuras reales o prototipos, muchas veces requiere de tiempos largos y costos elevados de producción. Por esta razón, lo más adecuado para resolver posibles equivocaciones o evitar defectos, es realizar un modelo a escala, para estudiar los mismos fenómenos a menor costo.

La modelación se inicia con la identificación de las magnitudes físicas predominantes en el fenómeno analizado; se complementa con una correcta selección de la escala y de los materiales. Se finaliza con la experimentación e interpretación de los resultados y su posterior aplicación para obtener la solución del problema real, en donde deben considerarse los denominados “efectos de escala”.

Los modelos físicos tienen la ventaja de reproducir el comportamiento de una estructura hasta el colapso.

El Instituto Americano del Concreto de los Estados Unidos (ACI), define los modelos físicos estructurales, como la representación de una estructura o de una porción de esta, comúnmente construida a escala reducida (Campoverde, 2014).

Ingenieros y arquitectos realizan modelos a escala reducida desde hace miles de años, con el fin de planificar y construir estructuras. Sin embargo, estos primeros modelos no se analizaban con técnicas experimentales para obtener deformaciones y esfuerzos representativos de los prototipos reales; tenían más una semejanza al modelo de arquitectura moderno o maqueta y no pueden ser considerados en el mismo contexto que los modelos estructurales.

Aunque no se sabe quién o quiénes fueron los primeros que empezaron a utilizar modelos físicos de menor tamaño que el prototipo, para conocer la influencia de la naturaleza en ellos, es un hecho que el hombre evolucionó, observando la naturaleza, antes de llegar a comprenderla.

Es de resaltar las geniales aportaciones de grandes científicos renacentistas, quienes aprovecharon los experimentos sobre modelos, para estudiar diferentes fenómenos físicos y verificar teorías estructurales. Tal el caso de Leonardo da Vinci (1451 - 1519), quien incursionó en los campos de la estática, la mecánica y la resistencia de materiales. En todos los casos, efectuó experiencias que le permitieron la descripción de los fenómenos observados.

Se puede establecer que en la segunda mitad del siglo XX se concretan dos ramas de la modelación: la técnica y la teórica.

La técnica, según Newton, se sustenta en la semejanza y las dimensiones; por ello es considerada como un procedimiento técnico experimental. En el caso de la teórica, según James C. Maxwell, en dicha época, estaba orientada a fenómenos mecánicos visibles y electromagnéticos no visibles.

Los estudios del movimiento de fluidos en las tuberías, bombas y canales abiertos; o aquellos sobre la acción de las olas; la erosión de las playas; la colmatación, debido a las mareas y las corrientes, así como el grado de contaminación en los estuarios y cuencas de ríos importantes, han sido realizados con éxito por medio de modelos físicos desde 1800.

Hoy en día todas las obras hidráulicas importantes están diseñadas y construidas después de estudios con modelos físicos preliminares.

El análisis de las deformaciones con modelos indirectos, se ha utilizado para obtener líneas de influencia y determinar desviaciones en las estructuras reticulares, desde principios de los años 1920 (Campoverde, 2014).

Entre los científicos que estudiaron las deformaciones en modelos se tienen los siguientes:

- Beggs en 1932 y Eney en 1939, fueron los primeros en usar deformímetros para obtener líneas de influencia de estructuras reticulares hechas de una tira larga flexible de plástico, de madera, de latón o de acero,
- Gottschalk en 1926, hace una mejora en esta técnica que consiste en medir directamente las deformaciones del modelo; sin embargo, las grandes deformaciones que se deben aplicar en el modelo, hace que existan otros tipos de errores,
- Bull en 1930, utiliza el modelo de resorte de latón para el análisis indirecto de estructuras articuladas,
- El desarrollo de otros modelos deformados se produce con el aporte de Ruge y Schmidt (1939), así como el de Moakler y Hatfield (1953).

Existen muchas ventajas acerca de la aplicación de modelos físicos a escala reducida; entre ellas, las más importantes son:

- Un modelo físico puede reflejar el comportamiento de una estructura cargada hasta el colapso, lo que permite estudiar comportamientos estructurales complejos o poco explorados, a través de soluciones analíticas.
- Los experimentos en las estructuras a escala reducida minimizan el costo de la estructura real.
- Son más económicos y menos complicados que experimentar con sistemas reales. Asimismo, permiten la comprensión profunda del fenómeno bajo investigación, lo cual facilita la toma de decisiones.

Pocos estudios se han encontrado donde se haya analizado un suelo arcilloso expansivo, mediante modelos a escala reducida.

En Colombia, Campos (2010) desarrolla una propuesta donde el control de la recolección de datos se hace mediante sensores electrónicos. En Costa Rica se tiene una investigación sobre modelos de escala reducida en Geotecnia (Mora, 2013), donde se analiza este tipo de suelo a escala reducida y se hace una toma de datos mediante control topográfico.

Hoy en día, la tecnología ha venido surgiendo con mayor fuerza. A nivel ingenieril, ha tomado un campo importante y es por esto que es una buena herramienta para la recolección de datos, en este caso, sobre los sensores electrónicos que pueden facilitar con mayor precisión esta tarea.

1.9 Conclusiones parciales

- Los cambios volumétricos de los suelos se producen como consecuencia de la variación de la presión efectiva del suelo, ya sea por causas externas o internas. Desde este punto de vista, la naturaleza expansiva de los suelos es una condición necesaria, pero no suficiente, para que el fenómeno ocurra. Para la evaluación de la expansión y el colapso en la investigación, se parte de este criterio.
- Los ensayos de laboratorio para determinar el potencial de hinchamiento son de gran relevancia para obtener datos de comparación de estos problemas en el modelo a escala reducida.
- Se constató la necesidad de elaborar un modelo a escala, para el estudio geotécnico de los suelos cohesivos con problemas especiales tratados, a fin de proponer soluciones ingenieriles a los problemas que estos suelos ocasionan.
- La aplicación del modelo a escala reducida es una alternativa para observar los problemas de suelos expansivos y para corroborar con los métodos de laboratorio.

CAPÍTULO II

MARCO METODOLÓGICO

2.1 Introducción

En este capítulo se describe la metodología, planteada por etapas, en función de los objetivos de la presente investigación, que buscan definir un factor de ajuste para los métodos clásicos, a fin de evaluar el potencial de expansión (descrito en el capítulo anterior). Asimismo, se pretende la validación del mismo fenómeno, por medio de la una escala reducida que brinde la posibilidad de generar este tipo de análisis.

2.1 Metodología de trabajo

2.1.1 Modelo a escala

La decisión de construir un modelo a escala reducida se hace con el objetivo de replicar el comportamiento en campo de los cambios volumétricos de suelo arcilloso. Esta acción busca ahorrar recursos y optimizar el análisis con las herramientas de medición conocidas como defómetros y sensores electrónicos. Ello, por cuanto realizar este tipo de monitoreo a una escala real, podría ser sumamente costoso y complejo

-Dimensiones del modelo

Para la elección de las dimensiones del modelo por fabricar se tomaron como referencia varias medidas propuestas por Campos (2010) en dos modelos:

1. Modelo A: 50cm x 50cm, con una profundidad de 40cm.
2. Modelo B: 100cm x 70cm, con una profundidad de 70cm.

Como referencia también se analizó el estudio realizado por Mora (2013), quien propone un modelo de 150cm x 150cm, con una profundidad de 35cm. En la presente investigación

se toma en cuenta el efecto de borde y con las medidas antes referenciadas, se utiliza un promedio. Con esta base, se fabrica un modelo con dimensiones de 50 cm x 70 cm con una profundidad de 40 cm. Se determina así, un factor de escala para la fabricación de los cimientos aislados.

-Modelos a escala reducida fabricados

Se fabricaron dos modelos a escala. Inicialmente, el primer modelo se saturó hasta llevarlo a condiciones de agua libre. Con respecto al otro modelo, inicialmente se iba a dejar con la humedad que traía del campo; sin embargo, se saturó de igual forma, hasta tenerlo en agua libre.

Se diseñaron tres tipos de cimientos en madera con unas dimensiones de 0.35 m, según el Código de Cimentaciones de Costa Rica (CSCR 2010). Se aplica a esta medida el factor de escala, por lo que se obtiene una medida a escala reducida de 2.7 cm, para un cimiento a escala real de 0.40 m. Pasando a tener una medida a escala reducida de 3.1 cm y un cimiento de 0.45 cm. Estas dimensiones se transforman con el factor de escala en 3.5cm. El área del modelo a escala es de 0.70 cm de ancho x 0.50cm de largo. Se obtiene un área de 0.35 cm cuadrados. Asimismo, se hizo una distribución de los cimientos por colocar: se constuyeron 18 cimientos de los cuales se colocaron 12 en el modelo 1 y 6 en el modelo 2.

Se les aplicó un esfuerzo de 20 Mpa, 25 Mpa y 30 Mpa. Esto, por línea de cimentación y a diferente área de cimiento. Se crea así una configuración de esfuerzo por área, según cada modelo a escala reducida (véase tabla 1).

Tabla 1 Configuración de modelos a escala.

Modelo A			
Cimiento	Escala Real (cm)	Dimension Escala Reducida (cm)	Esfuerzo (KPa)
	1 (35cm)	2.7	25
	2 (35cm)	2.7	35
	3 (40cm)	3.1	25
	4 (40cm)	3.1	35
	5 (45cm)	3.5	25
	6 (45cm)	3.5	35

Modelo B			
Cimiento	Escala Real (cm)	Dimension Escala Reducida (cm)	Esfuerzo (KPa)
	1 (45cm)	3.5	20
	2 (40cm)	3.1	25
	3 (35cm)	2.7	30
	4 (45cm)	3.5	20
	5 (40cm)	3.1	25
	6 (35cm)	2.7	30
	7 (45cm)	3.5	20
	8 (40cm)	3.1	25
	9 (35cm)	2.7	30
	10 (45cm)	3.5	20
	11 (40cm)	3.1	25
	12 (35cm)	2.7	30

Fuente: Propia

2.2. Sensores

El sistema de adquisición de datos se fundamenta en el uso de sensores magnéticos bajo el principio de funcionamiento de efecto Hall. Se selecciona el componente electrónica # DRV5053 Analog-Bipolar Hall Effect Sensor, el cual es fabricado por Texas Instruments

Este sensor cumple con las características apropiadas, ya que mide en un eje la presencia e intensidad de campos magnéticos y da una salida de voltaje lineal de 0 a 2 volts proporcionales al campo magnético cercano. Esta cualidad se aprovecha para medir la intensidad del campo y con ello una relación intensidad vrs distancia al sensor.

Su salida es 1 V si no existe presencia de campo magnético; 0 a 1V, si el campo magnético proviene del Polo Norte; 1 a 2V, si el campo magnético proviene del Polo Sur; esta diferencia clara de sentido permite detectar si el movimiento es ascendente o descendente, con respecto a la posición del sensor.

La salida del sensor es conectada al puerto A0 de una tarjeta electrónica ARDUINO ONE, la cual posee un convertidor analógico – digital (ADC) de 10 bits, lo que divide la

entrada en 1023 posibles valores; se referencia a un voltaje externo de 3.3 V por lo que brinda una resolución máxima de 0.003225 volts por división.

Experimentalmente, se confirmó que la separación de un milímetro del imán al sensor, provocaba un cambio de 0.1 V en la salida del sensor. Este cambio traduce a la resolución del ADC. Son aproximadamente 35 valores de la escala de los 1023 posibles ($0.1 / 0.003225 = 35$); es decir, se crea una relación matemática, de manera que cada 35 valores equivalen a +/- 1mm de distancia desde el sensor.

El código de Arduino genera un barrido que enciende y lee el dato de cada sensor a la vez; asimismo, almacenando temporalmente en una variable, el tipo de arreglo; al finalizar el barrido por los 6 sensores, se procede a tomar los datos del día y hora del módulo de tiempo real (RTC) y la información almacenada en el arreglo; luego los pasa a grabar en una memoria externa tipo micro SD en formato CSV (datos separados por “,” los cuales pueden ser leídos y procesados por alguna hoja de cálculo como Excel).

Tabla 2 Tipos de sensores para los modelos a escala.)

<i>Tipo lector de datos</i>	<i>Modelo</i>	<i>Unidades</i>
<i>Reloj</i>	GuntHamburg	Milésima de pulgada
<i>Sensor electrónico</i>	DRV5053Analog-Bipolar	Voltios
	Hall Effect Sensorel	

Fuente: Propia

2.3 Toma de datos y observación del modelo

Una vez puesto en marcha el modelo a escala, se toma la decisión de:

1. Hacer una lectura diaria a los deformímetros manuales.
2. Con los sensores electrónicos se lleva una toma de datos un poco distinta, ya que se hizo una programación para poder ir guardando estos valores en una

tarjeta de memoria, donde iban quedando los valores con fecha y hora cada 15 minutos.

3. Día a día se iba observando cómo se agrietaba el suelo debido a la pérdida de agua (véase anexo 2.1).

2.4 Susceptibilidad de la expansividad del suelo

La línea por trabajar en esta investigación es un modelo a escala reducida. Con la ayuda de sensores electrónicos y deformímetros manuales, se hace la recolección de datos para su respectivo análisis. Para evaluar la posibilidad de que ocurra un cambio en el volumen de estos suelos, se carga la cimentación, para así cuantificar los cambios de volumen cuando el suelo esté en su estado crítico.

2.5 Metodología de trabajo

La metodología de trabajo por seguir incluye la secuencia de varias etapas para realizar una comparativa con las técnicas de laboratorio desarrolladas en investigaciones antes consultadas. Posteriormente, se pasa a demostrar con los resultados de estas técnicas, lo que sucede en el campo a una escala reducida de los suelos en Costa Rica.

De acuerdo con Delgado y Quevedo (2009), los resultados del edómetro simple modificado y el edómetro a volumen constante, se pueden interpretar en conjunto como si se tratase del ensayo edométrico, con muestras dobles inundadas, propuesto por Holtz (1970). Para poder hacer esto, es necesario contar con dos muestras con relaciones de vacíos similares.

El objetivo de analizar los resultados de los ensayos edométricos en conjunto, es tomar los datos que mejor se determinan con cada ensayo, para formar una curva que represente, de manera más exacta, el comportamiento de la muestra por estudiar.

En este caso, del edómetro simple modificado se extrae el valor del hinchamiento libre, ya que dicho resultado se determina dejando que la muestra hinche libremente, hasta alcanzar su valor máximo.

Mientras que, del edómetro a volumen constante, se extrae el valor de la presión de hinchamiento. Este resultado se obtiene mediante aplicación de cargas, luego de que la muestra es inundada, para evitar que ocurra el hinchamiento; cuando la muestra se estabiliza bajo la carga aplicada, se calcula el esfuerzo generado por la carga de estabilización, el cual va a ser el valor de la presión de hinchamiento (Sánchez, 2016)

Como se menciona anteriormente, se lleva cabo un estudio completo de la arcilla con ensayos donde se localiza el grado de hinchamiento de esta. Los resultados obtenidos en esta investigación se grafican para hacer la respectiva comparación con las técnicas de laboratorio aplicadas por Sánchez (2016), utilizando el modelo a escala con los sensores de deformación.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1 Introducción

En este capítulo se analizará el fenómeno de la expansividad por medio de un modelo a escala reducida y se comparará con técnicas de laboratorio vistas en el capítulo I, a partir de estos métodos se aplicará a un caso de estudio, donde se requiere conocer el potencial de expansión de un perfil geotécnico.

Gráficos de los defómetros del modelo a escala B

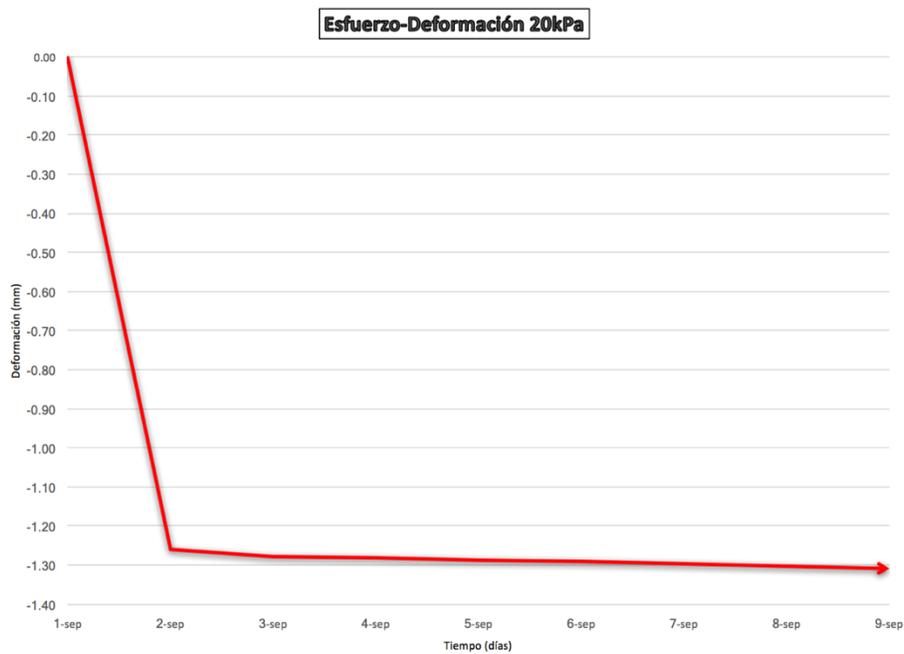


Gráfico 1 Esfuerzo-Deformación de cemento de 3.5cm Fuente: Propia 2017

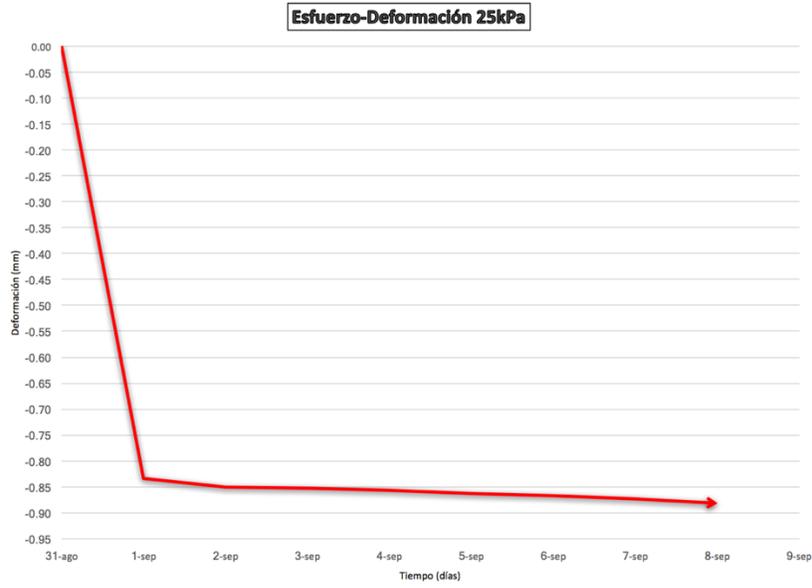


Gráfico 2 Esfuerzo-Deformación de cemento de 3.1cm Fuente: Propia 2017

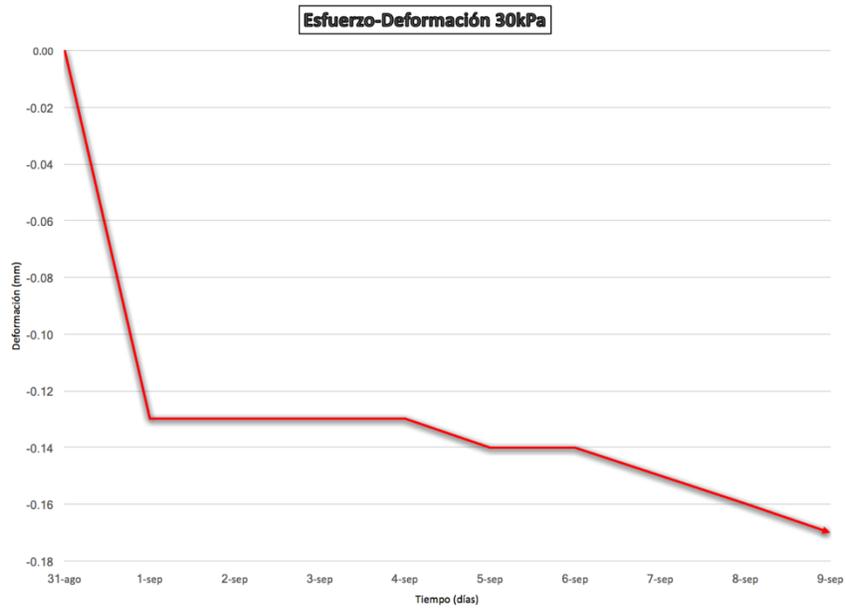


Gráfico 3 Esfuerzo-Deformación de cemento de 2.7cm Fuente: Propia 2017

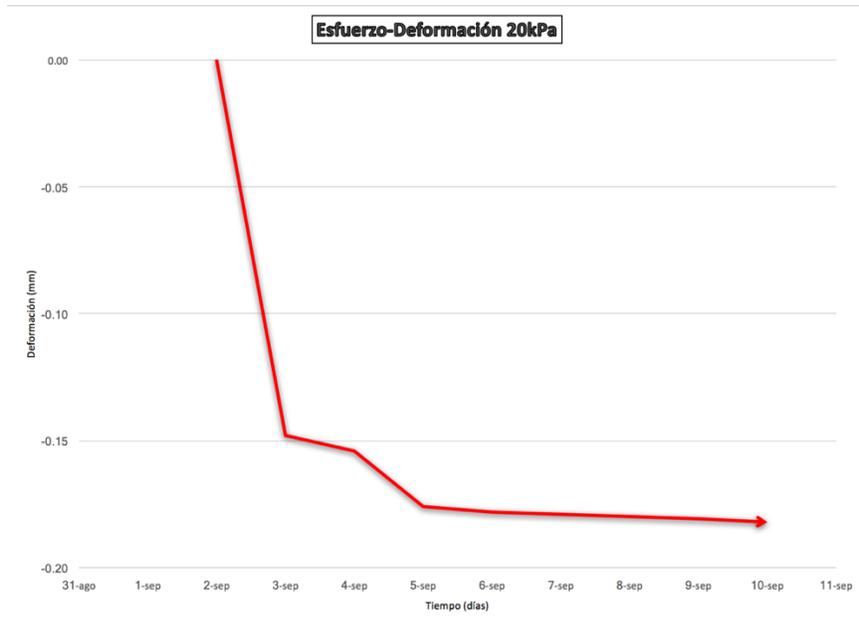


Gráfico 4 Esfuerzo-Deformación de cemento de 3.5cm Fuente: Propia 2017

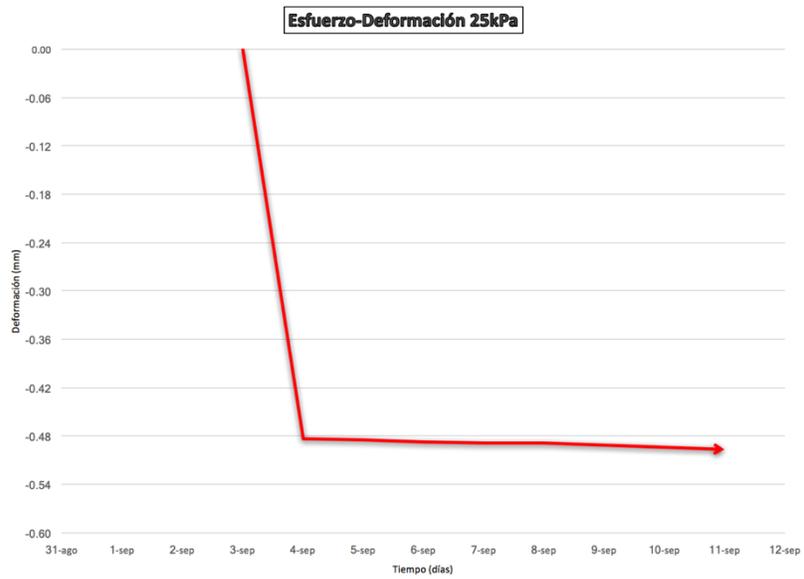


Gráfico 5 Esfuerzo-Deformación de cemento de 3.1cm Fuente: Propia 2017

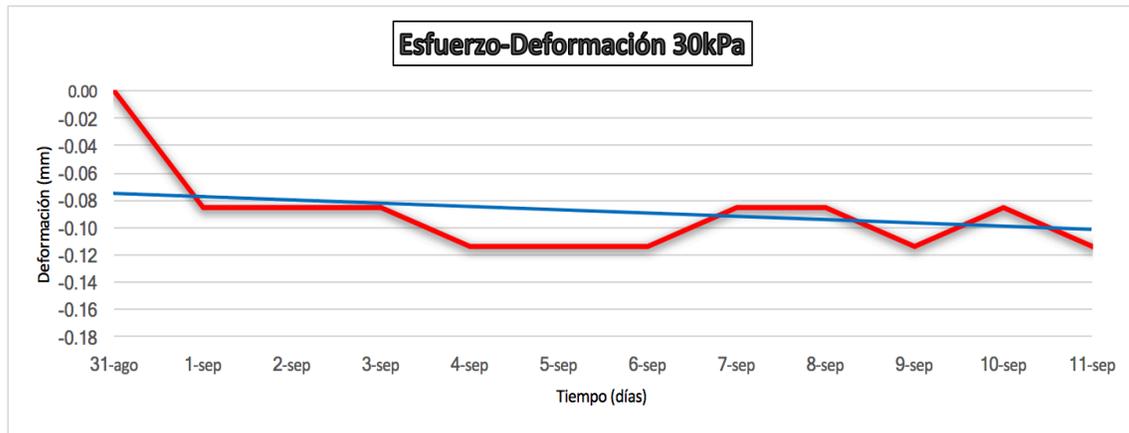


Gráfico 6 Esfuerzo-Deformación de sensor de cimiento de 3.5cm en el modelo B Fuente: Propia 2017

Con los gráficos anteriores se puede observar que en el primer ciclo realizado donde la maqueta se saturo en un estado de agua libre y se dejo secar, esto hace que la interpretacion de los graficos sea mas clara debido a que se lee en los defometros, valores que empiezan a contraerse indicando que el material esta perdiendo la humedad.

Se debe de continuar con el estudio y recolección de datos para obtener mejores conclusiones y poder tener mayor parametro de comparación con las tecnicas experimentales. Es por esto que un estudiante de la universidad quedara a cargo de las lecturas para a posterioridad poder ejecutar los calculos de manera efectiva.

Anexos

Anexo 2.1

Como se mencionó anteriormente, en la presente investigación fue necesario la extraccion de un bloque inalterado de suelo arcilloso que nos permitiera su respectivo estudio. Para llevar a cabo el experimento, se fabricaron dos maquetas en vidrio, los cuales cuentan con defometros y sensores electronicos, que miden el hinchamiento y el asentamiento de la muestra colocada.

Para la investigación, la extracción de la muestra se realizó excavando una trinchera en la cual se inició quitando la capa vegetal de aproximadamente 20cm, continuando con la

excavación hasta llegar a una profundidad de 1m; una vez que se alcanza la profundidad, se procede extraer manualmente bloques de suelo; seguidamente, para extraerlos se excava alrededor de estos, tratando de no golpearlos ni presionarlos, para no alterar su relación de vacíos, como se puede observar en la siguiente imagen.



Ilustración 1 Extracción de la muestra. (Fuente: Propia 2017)

Luego de que se extraen los bloques, se colocan dentro de la maqueta de vidrio con el objetivo de conservar sin alteraciones el estado natural del suelo.

Luego que se logra colocar el suelo dentro de la maqueta empezamos con la excavación para la colocación de los cimientos a escala reducida.

Modelo a escala reducida.

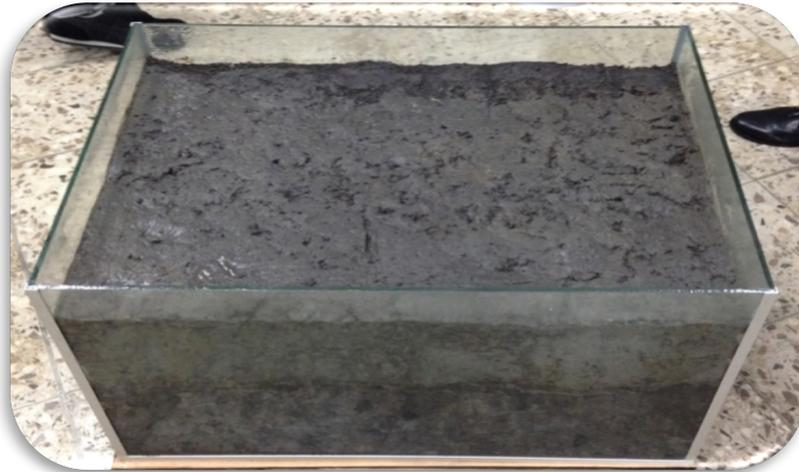


Ilustración 2 Modelo a escala con suelo arcilloso. (Fuente: Propia 2017)

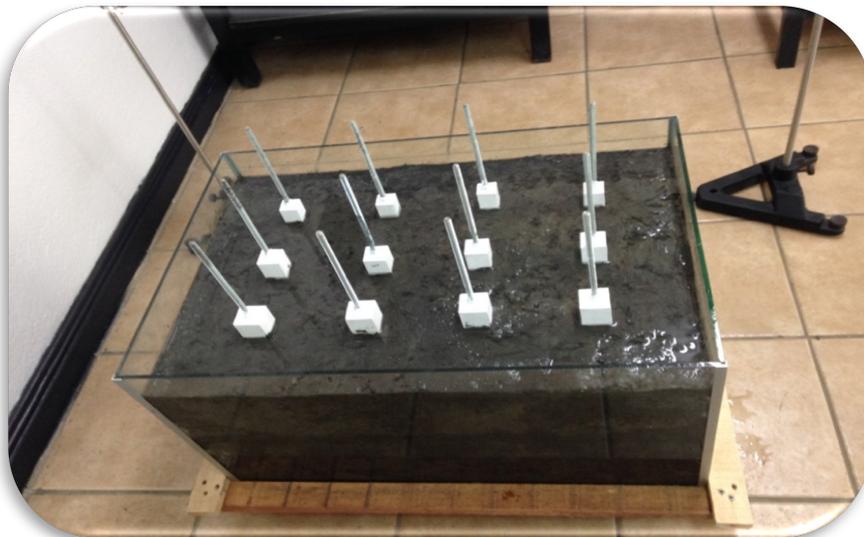


Ilustración 3 Maqueta a escala reducida. (Fuente: Propia 2017)

Una vez hecha la excavación empezamos con la colocación de los cimientos para así poder iniciar el estudio con la cantidad de peso requerido por cimiento esto simulando el esfuerzo que normalmente le llegan a estructuras típicas en Costa Rica.



Ilustración 4 Saturación de los cimientos. (Fuente: Propia 2017)

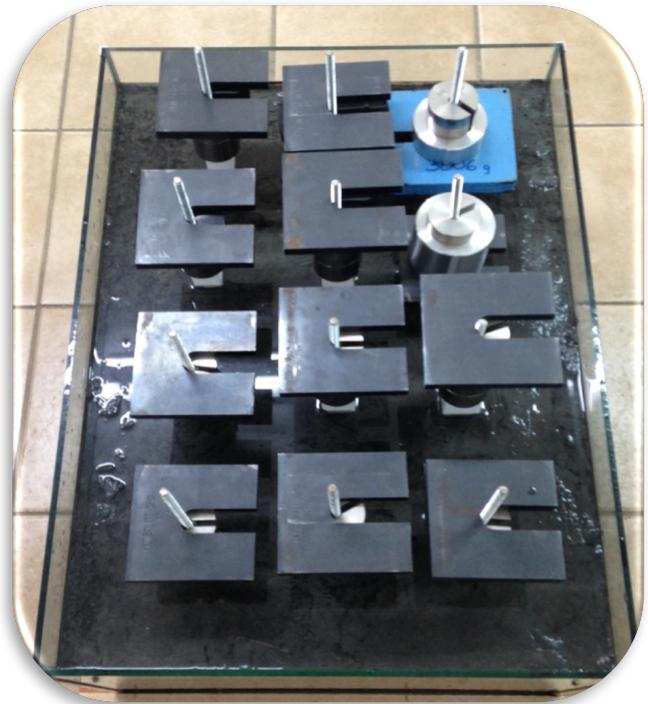


Ilustración 5 Modelo con las cargas aplicadas. (Fuente: Propia 2017)



Ilustración 6 Acabado final del modelo. (Fuente: Propia 2017)

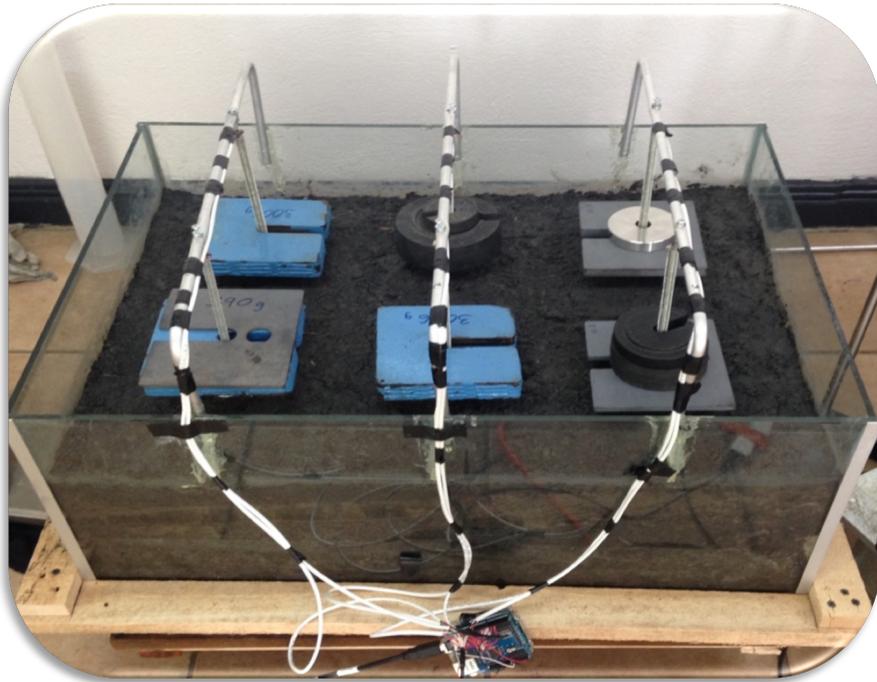


Ilustración 7 Acabado final del modelo 2 (Fuente: Propia 2017)

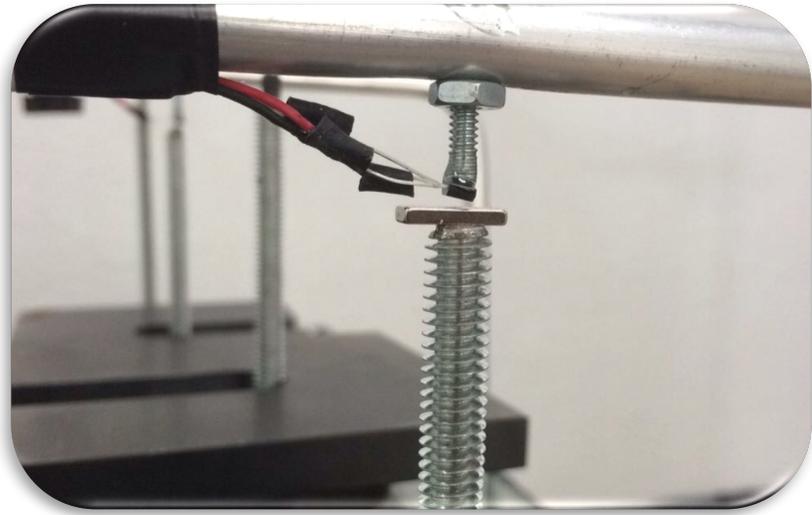


Ilustración 8 Sensor de deformación. (Fuente: Propia 2017)

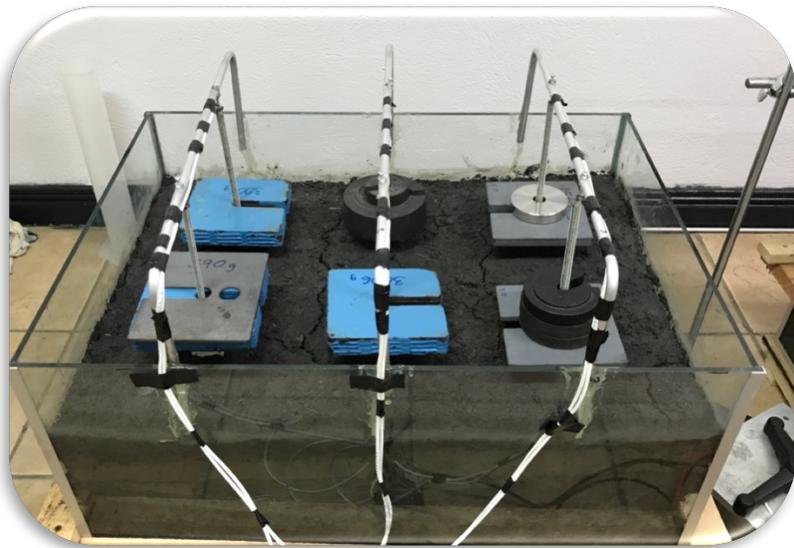


Ilustración 9 Grietas por pérdida de agua. (Fuente: Propia 2017)

Anexo 2.5

Los ensayos de granulometría y plasticidad fueron realizados con base en normas ASTM. Los resultados se muestran en la siguiente tabla. (Sánchez, 2016)

Tabla 3 Características geotécnicas de los suelos. (Sánchez, 2016)

Propiedad	Capas			
	1	2	3	4
SUCS	CH	CL	ML	semiroca
Grava (%)	0,8	10,5	6,17	-
Arena (%)	6,86	27,6	41,17	-
T-200 (%)	92,14	61,9	52,67	-
LL (%)	78,8	44	42	-
LP (%)	29,2	24	30,17	-
IP (%)	49,6	20	11,83	-
γ_d (kN/m ³)	10,8	11,2	12	14,5
W (%)	26,4	27,6	31,1	22,8
Gs	2,8	2,587	2,602	-

Fuente: CASISA

Determinación del espesor de la capa activa

Como los espesores de las arcillas potencialmente expansivas oscilan entre 1 y 2 m, el nivel freático se encuentra profundo, y en periodo seco las arcillas se encuentran preconsolidadas por retracción (evaporación), con microgrietas, se estableció que la capa activa abarca todo el espesor de la zona arcillosa.



Ilustración 10 Evidencias de contracción por evaporación (Sánchez, 2016)

Los índices analizados indican, por sí mismos, que durante el periodo lluvioso la humedad en el suelo es mayor que la humedad de equilibrio ($W_n/LP > 1,0$; $I_f > 0$ y $I_c < 1$),

pero conforme se avanza al periodo seco, la humedad del suelo se va acercando a la de equilibrio durante el periodo de transición, hasta llegar a tener un déficit de humedad en pleno periodo seco, o sea, en periodo seco la humedad natural del suelo se encuentra, por debajo de la humedad de equilibrio.

Tabla 4 Resultados de control de humedad (Sánchez, 2016)

Mes	Wn mín (%)	Wn máx (%)
Nov-15	41,6	43,9
Dic-15	39,8	45,0
Ene-15	29,3	31,2
Mar-15	17,4	31,2
Abr-15	19,3	30,1

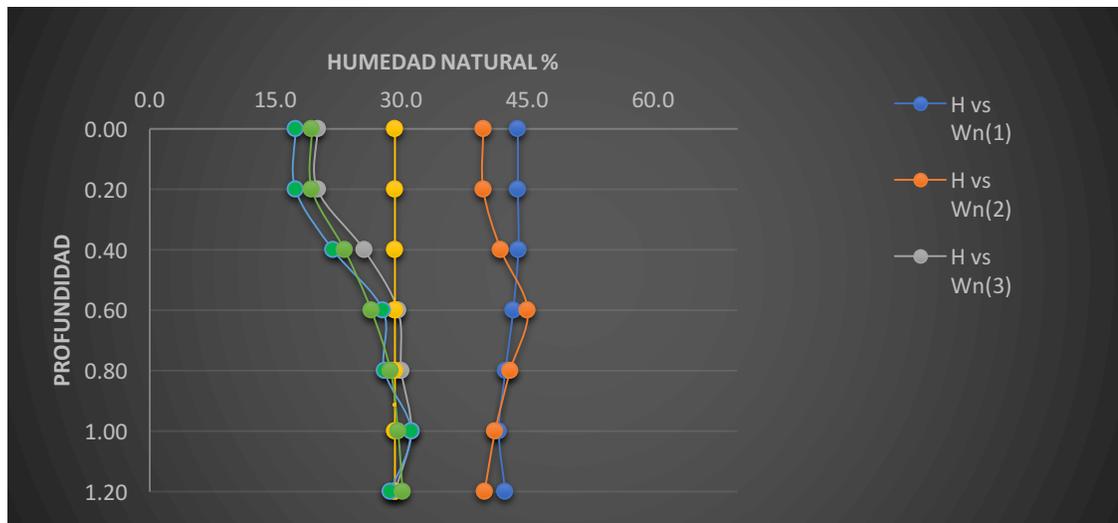


Gráfico 7 Perfil de humedades del suelo (Sánchez, 2016)

Cuantificación de las características de expansión

Una vez comprobado el espesor de la capa activa, durante el periodo seco, se realizó una campaña de sondeos para la toma de muestras inalteradas (shelbys). El tamaño de las muestras fue de unos 20 cm y fueron tomadas a intervalos de profundidad de 50cm.

Los ensayos realizados para la cuantificación de las características de expansión fueron, el edómetro simple modificado y edómetro a volumen constante. Para el procedimiento y análisis de los resultados, se dividió la capa activa en dos intervalos: uno superior (0.15 a 0.5m) y otro inferior (0.5 a 1m).

a) *Ensayo edométrico simple modificado*

Este ensayo trata de resolver las limitaciones fundamentales del ensayo edométrico doble. En este ensayo se parte del supuesto, de que la curva edométrica es prácticamente horizontal en el tramo inicial (hasta la carga p_0) y se acepta como e_0 el valor correspondiente a la presión igual a 0.07 kg/cm^2 . De esta forma, el ensayo elimina las incertidumbres asociadas a las diferencias entre los índices de poros de las muestras adyacentes (edómetro doble) y la necesidad de llevar el ensayo hasta presiones muy altas.

Tabla 5 Resultados Edómetro Simple Modificado (Sánchez, 2016)

	Capa 1	Capa 2
<i>eo</i>	0,703	0,748
<i>ef</i>	0,689	0,703
Δe	0,013	0,045
<i>hL (%)</i>	10,7	10,8
<i>hc (kg/cm2)</i>	3,51	3,92
<i>Wo (%)</i>	16,10	18,48
<i>Wf (%)</i>	24,34	24,72

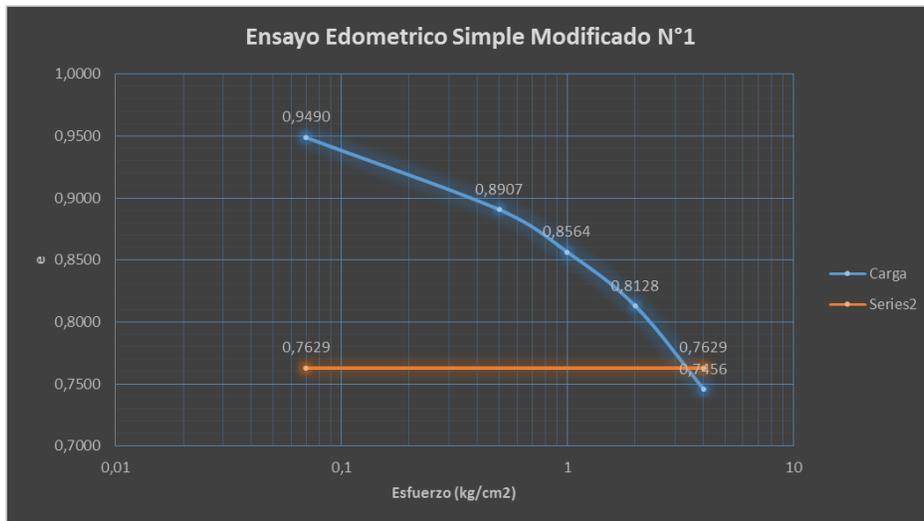


Gráfico 8 Resultados Edómetro Simple Modificado (Sánchez, 2016)

Los valores de hinchamiento libre (hL), obtenidos mediante este ensayo, son los más elevados; sin embargo, los más realistas, ya que, el valor del porcentaje de hinchamiento se obtiene antes de cargar la muestra y deja que esta desarrolle su hinchamiento máximo bajo condiciones de saturación.

Las presiones de hinchamiento (hc) obtenidas, al igual que en el caso de los valores de hinchamiento, son las más elevadas, pero en este caso, no se puede decir que son las más apegadas a las reflejadas en la realidad, debido a que se requiere más esfuerzo, para devolverla a su volumen inicial.

b) Ensayo edométrico a volumen constante

Los resultados del ensayo, así como las condiciones iniciales y finales de las muestras y los diferentes escalones de descarga, aparecen en la tabla 6 y en el gráfico 3 donde se muestran los promedios obtenidos de los resultados de los ensayos realizados.

Tabla 6 Resultados Edómetro a Volumen Constante (Sánchez, 2016)

	Capa 1	Capa 2
<i>eo</i>	0,810	0,781
<i>ef</i>	0,868	0,884
Δe	0,058	0,103
<i>hL (%)</i>	3,26	5,85
<i>hc (kg/cm²)</i>	0,946	1,536
<i>Wo (%)</i>	21,98	20,28
<i>Wf (%)</i>	29,95	31,28

Fuente: El autor

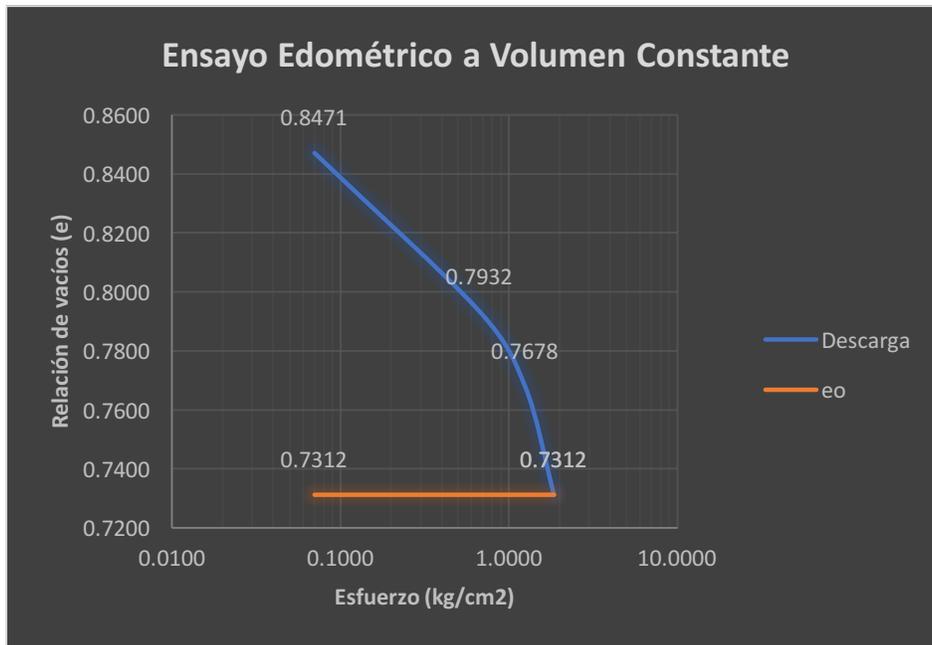


Gráfico 9 Resultados Edómetro a Volumen Constante (Sánchez, 2016)

c) Ensayo edométrico con muestras dobles inundadas

El ensayo no se realizó, pero es factible realizar una interpretación conjunta del ensayo propuesto por Holtz (1970). Para eso, sólo es necesario que los ensayos se realicen con la misma muestra. Delgado (1999).

Las curvas edométricas A y B se obtienen con dos muestras distintas, la A se inunda manteniendo el volumen constante y después se descarga por escalones desde la máxima presión, hasta una presión mínima de 0.07 kg/cm^2 (edómetro a volumen constante), y la B, partiendo de 0.07 kg/cm^2 , una vez que se inunda y estabiliza, se va cargando progresivamente (edómetro simple modificado).

La curva edométrica C sería el equivalente a cargar varias muestras similares a presiones diferentes y después inundarlas. Según Holtz (1969), una forma aproximada, que se suele considerar para interpolar la curva C, consiste en pasarla por los puntos correspondientes al hinchamiento libre de la curva B y la presión de hinchamiento de la curva A.

Tabla 7 Resultados del Edométrico con Muestras Dobles Inundadas (Sánchez, 2016)

	Capa 1	Capa 2
<i>eo</i>	0,746	0,776
<i>ef</i>	0,773	0,809
Δe	0,036	0,074
<i>hL (%)</i>	7,51	8,58
<i>hc (kg/cm²)</i>	2,38	3,19
<i>Wo (%)</i>	18,25	21,18
<i>Wf (%)</i>	27,06	28,58

En el análisis conjunto de ambos ensayos, se aprecia cómo la presión de hinchamiento se evalúa con más exactitud por medio de ensayos con inundación a volumen constante, que por medio de ensayos de expansión con posterior consolidación.

Cálculo del levantamiento de la capa activa

Una vez cuantificadas las características de expansión (índices de hinchamiento) del suelo, con base en los ensayos edométricos con inundación, que fueron realizados, se hace necesario calcular el levantamiento de la capa activa.

Los métodos de cálculo que se emplearon fueron los propuestos por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (1961) y por Jen (1969), citados por Delgado (199). Los cálculos se realizaron a partir de una profundidad de la capa activa de 0 a 0.5 m (Capa 1) hasta una profundidad máxima de 0.5 a 1.20 m (Capa 2), tomando en cuenta que cualquier solución de cimentación estará por debajo de los 0.5 m. Los resultados obtenidos aparecen en la tabla 8.

El método de cálculo del levantamiento de la capa activa, propuesto por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, introduce un factor empírico de reducción, por lo que los valores obtenidos resultan inferiores a los del método propuesto por Jennings y Knight.

Tabla 8 Levantamiento estimado de la capa activa (Sánchez, 2016)

Ensayos	hL (%)	Δe	Parámetros y métodos de cálculo del levantamiento	
			Método del Cuerpo de Ingenieros de los E.U.A. $h = \frac{1}{2} \cdot H \cdot h_{max}$ (cm)	Método de Jennings y Knight (cm) $h = \sum \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times H$
Edómetro Simple	Capa 1	10,7	0,013	
Modificado	Capa 2	10,8	0,045	6,45
Edómetro a Volumen	Capa 1	3,3	0,058	
Constante	Capa 2	5,9	0,103	2,73
Edómetro con Muestras	Capa 1	7,5	0,036	
Dobles Inundadas	Capa 2	8,6	0,074	4,83

Datos

Los siguientes datos recolectados son de los deformímetros manuales expresados en milésimas de pulgada.

	20 kpa 3.5x3.5 cm	25kpa 3.1x3.1 cm	30kpa 2.7x2.7 cm	20kpa 3.5x3.5 cm	25kpa 3.1x3.1 cm
12-ago	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14-ago	-1.31	-0.88	-0.16	-0.18	-0.50
15-ago	-1.30	-0.87	-0.15	-0.18	-0.49
16-ago	-1.30	-0.87	-0.14	-0.18	-0.49
17-ago	-1.29	-0.86	-0.14	-0.18	-0.49
18-ago	-1.29	-0.86	-0.13	-0.18	-0.49
19-ago	-1.28	-0.85	-0.13	-0.18	-0.49
11-sep	-1.28	-0.85	-0.13	-0.18	-0.48
12-sep	-1.28	-0.85	-0.13	-0.18	-0.48
17-sep	-1.27	-0.85	-0.13	-0.18	-0.48
18-sep	-1.27	-0.85	-0.13	-0.18	-0.48
20-sep	-1.27	-0.85	-0.13	-0.18	-0.48
21-sep	-1.27	-0.85	-0.13	-0.18	-0.48

Tabla 8 Lecturas de los defómetros del modelo a escala B. (Fuente: Propia 2017)

Datos en milímetros					
Sensor 5	Sensor 4	Sensor 1	Sensor 6	Sensor 3	Sensor 2
25	20	20	30	30	25
3.1X3.1	3.5X3.5	3.5X3.5	2.7X2.7	2.7X2.7	3.1X3.1
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.0571	0.0000	-0.0857	-0.0286	-0.0286	-0.0857
-0.0571	0.0000	-0.0857	0.0000	-0.0286	-0.1143
-0.0571	0.0000	-0.0857	-0.0286	-0.0286	-0.0571
-0.0571	0.0000	-0.1143	-0.0286	-0.0286	-0.0857
-0.0857	0.0000	-0.0857	0.0000	-0.0286	-0.0857
-0.0571	0.0286	-0.1143	0.0000	-0.0286	0.0000
-0.0571	0.0000	-0.0857	-0.0286	-0.0286	-0.0286
-0.0571	0.0000	-0.1143	0.0000	-0.0286	-0.1143
-0.0571	0.0000	-0.1143	0.0000	-0.0286	-0.1714
-0.0571	0.0000	-0.1143	-0.0286	-0.0286	-0.1143
-0.0571	0.0000	-0.1143	-0.0286	-0.0286	-0.1143
-0.0571	0.0000	-0.0857	-0.0286	-0.0286	-0.1429
-0.0286	0.0000	-0.1143	-0.0286	-0.0286	-0.0857
-0.0571	0.0000	-0.0857	0.0000	-0.0286	-0.0857
-0.0286	0.0000	-0.1143	0.0000	0.0000	-0.0857
-0.0571	0.0571	-0.1143	0.0000	0.0000	-0.0571
-0.0286	0.0000	-0.1143	-0.0286	-0.0286	-0.0571
-0.0286	0.0000	-0.1143	0.0000	-0.0286	-0.0286
-0.0571	0.0000	-0.1143	-0.0286	-0.0286	-0.2000
-0.0571	-0.0286	-0.1143	0.0000	-0.0286	-0.0286
-0.0571	0.0000	-0.1714	-0.0571	-0.0286	0.0286
-0.0857	0.0000	-0.0857	-0.0286	-0.0286	-0.0571

Tabla 9 Lecturas de los sensores del modelo a escala B. (Fuente: Propia 2017)

CONCLUSIONES

Se consideró adecuado continuar trabajando en el mismo caso de estudio de Lindora, Santa Ana y tomar los materiales expansivos que se colocaron en el modelo de ese caso.

Se logra construir e implementar el modelo a escala propuesto sobre la base del estudio teórico analítico que se realizó.

La medición realizada con base a los defómetros fue exitosa y no tuvo mayores inconvenientes y en el caso de los sensores no logro la sensibilidad esperada.

En el proceso de investigación solo se logró medir un ciclo que iba de hinchamiento máximo a retracción los cimientos que más deformaron fueron los que tenían mayor esfuerzo aplicado y mayor área los porcentos de retracción obtenidos fueron de 0.14%.

RECOMENDACIONES

Se debe de terminar con los ciclos de lectura de humedecimiento y secado.

Se debe de utilizar el mismo modelo cambiando los cimientos y esfuerzo aplicado, y también hacer una mejora de los sensores ya utilizados.

Con los resultados finales poder realizar o proponer una reinterpretación de los resultados experimentales especialmente para ajustar los métodos de estimación de cambio de volumen.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CAMPOS, K. L. (2010). *Universidad industrial de santander facultad de ingenierías físico mecánicas escuela de ingeniería civil Bucaramanga*.
- CAMPOVERDE, J. L. (2014). *Modelos Físicos Experimentales Reducidos de Estructuras de Puentes de Hormigón Armado*.
- CASTIBLANCO, E. A. (2014). *Universidad Nacional de Colombia* . Obtenido de Evaluación del Comportamiento Geomecánico de Arcillas en el Sector de Campoalegre – Ciudad de Barranquilla.
- DELGADO, M. (1999). “Evaluación de la Expansividad de los Suelos Arcillosos”, Cuba E.U.A. (1985). Geotechnical Engineering Division of the South African Institution of Civil Engineers, Silverton, South Africa Geotechnical Conference, 1980, E.U.A., Boston: A.A.Balkema.
- ESCARIO, V. (1980). “Los problemas de las arcillas expansivas en pavimentos”, en Curso de especialización de construcciones sobre arcillas expansivas y suelos colapsables, Sevilla, Colegio de Ingenieros de Camino, Canales y Puertos.
- ESCARIO, V. (1996a). “Efecto de la succión en los cambios de volumen y resistencia de los suelos”, Curso Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones, Madrid, abril, 57 p.
- ESCARIO, V. (1996b). Los suelos expansivos en las carreteras, Curso Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones, Madrid, abril.
- ESCARIO, V. y SÁEZ, J. (1973). “Measurement of Properties of Swelling and Collapsing Soils Under Controlled Suction”, en Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, Vol. I, pp. 195-200.
- GALLEGUILLOS, C. A. (2003). *Universidad Católica de Chile*. Obtenido de Arcilla Expansivas: Comportamiento, identificación y su correlación mediante ensayos de fácil ejecución.
- GEOTECNIA, A. C. (2012). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. (E. T. Rica, Ed.)
- HOLTZ, W.G. (1959). “Expansive Clays: Properties and Problems”, Quaterly of the Colorado School of Mines, Vol. 54, No 4, 1959, pp. 89-125.

- HOLTZ, W.G. (1970). "Suggested Method of Test for One Dimensional Expansion and Uplift Pressure of Clay Soils", Special Technical Publication 479, Philadelphia, American Society for Testing and Materials.
- HOLTZ, W.G.; GIBBS, H.J. (1956). "Engineering Properties of Expansive Clays", Paper No 2814, Trans. of A.S.C.E., Vol. 121, paper 2814, 1956, pp. 641-677.
- JENNINGS, J.E.B. Y KNIGHT, K.H. (1957). "The prediction of Total Heave from the Double Edometer Test", en Symposium on Expansive Clays, The South African Institute of Civil Engineers, pp. 13-19.
- JIMÉNEZ SALAS, J.A. (1965). "Calculation Methods of the Stresses Produced by Swelling Clays", en 1st International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas, pp. 330-344.
- JIMÉNEZ SALAS, J. A. (1970). "Cimentaciones en arcillas expansivas", en Jornadas Nacionales de Cimentaciones, Valencia, pp. 227-235.
- LIMA RODRÍGUEZ, R.; MARRERO MARTÍNEZ, M. (1995). "Valoración de la expansividad de los suelos", Segunda Conferencia Científico-técnica de Investigaciones Aplicadas INVESCONS 95.
- LÓPEZ GONZÁLEZ-MESONES, F. (1991). "Estudio experimental sobre el hinchamiento de los suelos que contienen sales solubles", Boletín geólogo y minero, Vol. 102, No 3, pp. 438-445.
- MARTÍNEZ, D. D. (2003). *Estudio del comportamiento de los suelos cohesivos con problemas especiales de inestabilidad volumétrica y sus soluciones ingenieriles*. Obtenido de Tesis de Doctorado de la Universidad Central Marta Abreu de las Villas, Cuba.
- MORA, M. C. (2013). *Modelado a escala reducida de viviendas sobre arcillas expansivas*. Obtenido de Universidad de Costa Rica.
- PATRONE, J., & PREFUMO, J. (s.f.). *Universidad de Montevideo*. Recuperado el 25 de Julio de 2017, de La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones. Métodos de prevención y control.
- POUSADA PRESA, E. (1984). Deformabilidad de las arcillas expansivas bajo succión controlada. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Centro de Estudios de Experimentación de Obras Públicas, Madrid, 269 p.
- RALPH, T.K. y MAGOR, N. (1972). "The Prediction of Heave from Laboratory Test", South African Building Institute Bulletin, No 8, pp. 23-34.

- RIBAS HERMELO, J.A. (1981). "Consideraciones teóricas sobre suelos metaestables", Ingeniería Civil, Ciudad de La Habana, Vol. 132, No 1-2 (enero-abril), pp. 1-26.
- ROSALES, M. A. (2006). *Universidad Central de Venezuela*. Obtenido de Estudio Geológico y Reconocimiento de Arcillas Expansivas en Suelos de una Zona al Sur de Maraca, Estado Aragua.
- SÁNCHEZ, J. P. (2016). *Universidad Latina de Costa Rica*. Obtenido de Caracterización de Arcillas Expansivas Utilizando Ensayos de Imbibición Completa.
- SAMPSON, E.; SCHUSTER, R.L. y BUDGE, W.D. (1965). "A Method of Determining Swell Potential of an Expansive Clay, en 1st International Research and Engineering Conference on Expansive Clays, Texas, pp. 255-275.
- SEED, H.B.; MITCHELL, J.K. Y CHAN, K.K. (1962). "Studies of Swell and Swell Pressure Characteristics of Compacted Clays", Bulletin 313, Highway Research Board, Washington, pp.12-39.
- SEED, H.; WOODWARD, K.J. y LUNDGREN, R. (1962). "Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol. 88, SM3, pp. 53-87.
- SNETHEN, D.R. (1979). "An Evaluation of Methodology for Prediction and Minimization of Detrimental Volume Change of Expansive Soils in Highway Subgrades", Federal Highway Administration, Research Report No FHWARD-79-49, Vol. I, p.187.
- SOETERS, R. (1995). "Clays Properties and Behavior", en Handout Principles of Engineering Geology, making part of the lectures on Engineering Geology, Holland, 1995, pp. 22-31 y 146-153.
- SULLIVAN, R.A. Y MCCLELLAND, B. (1969). "Predicting Heave of Buildings on Unsaturated Clay", en 2nd International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas, pp. 404-420.
- SULTAN, H.A. (1969). "State of the Art: Collapsing Soils", en Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México.
- TREJO MOEDANO, A. (1989). "Problemas típicos de los suelos expansivos", en Mesa Redonda: Los suelos expansivos y sus problemáticas, Alternativas Tecnológicas 29, Academia Mexicana de Ingeniería, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, pp. 7-13.

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR TUTOR DEL
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD TESIS DE GRADO**

Heredia, 22 de septiembre, de 2017

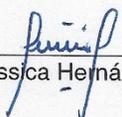
Sres.
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad Tesis de Grado bajo el título: Análisis de cambios volumétricos de suelos expansivos en modelos a escala reducida y su comparación con resultados de técnicas experimentales por parte del estudiante: Mauricio Quesada López, como requisito para que el citado estudiante pueda optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,


Ing. Yessica Hernández Delgado

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR LECTOR DEL
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD TESIS DE GRADO**

Heredia, 22 de septiembre, de 2017

Sres.
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad Tesis de Grado bajo el título: análisis de cambios volumétricos de suelos expansivos en modelos a escala reducida y su comparación con resultados de técnicas experimentales por parte del estudiante: Mauricio Quesada López, como requisito para que el citado estudiante puedan optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,


Ing. Domingo Delgado Martnes Phd

Curridabat, 23 de setiembre de 2017

Señores
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura
Universidad Latina
Campus Heredia

Estimados señores:

Me permito informarles que he realizado la revisión filológica del documento titulado:

**ANÁLISIS DE CAMBIOS VOLUMÉTRICOS DE SUELOS EXPANSIVOS EN
MODELOS A ESCALA REDUCIDA Y SU COMPARACIÓN CON RESULTADOS DE
TÉCNICAS EXPERIMENTALES.**

Este trabajo constituye la tesis para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, escrita por el sustentante Mauricio Quesada López.

He señalado las diversas correcciones de carácter lingüístico y estilístico realizadas a este excelente trabajo, en el entendido de que algunas sugerencias quedan a criterio del sustentante.

Con gusto brindaré cualquier otra información o aclaración que requiera la Universidad.

Atentamente,



Lic. Jorge Mora López, Carné 677

Colegio de Profesores y Licenciados en Letras y Filosofía, COLYPRO



“Carta Autorización del autor(es) para uso didáctico del Trabajo Final de Graduación”

Vigente a partir del 31 de Mayo de 2016

Instrucción: Complete el formulario en PDF, imprima, firme, escanee y adjunte en la página correspondiente del Trabajo Final de Graduación.

Yo (Nosotros):

Escriba Apellidos, Nombre del Autor(a). Para más de un autor separe con “;”.

Mauricio Quesada López

De la Carrera / Programa: Ingeniería Civil

autor (es) del (de la) (Indique tipo de trabajo): Tesis de grado
titulado:

Análisis de cambios volumétricos de suelos expansivos en modelos a escala reducida y su comparación con resultados de técnicas experimentales

Autorizo (autorizamos) a la Universidad Latina de Costa Rica, para que exponga mi trabajo como medio didáctico en el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI o Biblioteca), y con fines académicos permita a los usuarios su consulta y acceso mediante catálogos electrónicos, repositorios académicos nacionales o internacionales, página web institucional, así como medios electrónicos en general, internet, intranet, DVD, u otro formato conocido o por conocer; así como integrados en programas de cooperación bibliotecaria académicos dentro o fuera de la Red Laureate, que permitan mostrar al mundo la producción académica de la Universidad a través de la visibilidad de su contenido.

De acuerdo con lo dispuesto en la Ley No. 6683 sobre derechos de autor y derechos conexos de Costa Rica, permita copiar, reproducir o transferir información del documento, conforme su uso educativo y debiendo citar en todo momento la fuente de información; únicamente podrá ser consultado, esto permitirá ampliar los conocimientos a las personas que hagan uso, siempre y cuando resguarden la completa información que allí se muestra, debiendo citar los datos bibliográficos de la obra en caso de usar información textual o paráfrasis de esta.

La presente autorización se extiende el día (Día, fecha) **Viernes 22** del mes **septiembre** del año **2017** a las **2pm**. Asimismo declaro bajo fe de juramento, conociendo las consecuencias penales que conlleva el delito de perjurio: que soy el autor(a) del presente trabajo final de graduación, que el contenido de dicho trabajo es obra original del (la) suscrito(a) y de la veracidad de los datos incluidos en el documento. Eximo a la Universidad Latina; así como al Tutor y Lector que han revisado el presente, por las manifestaciones y/o apreciaciones personales incluidas en el mismo, de cualquier responsabilidad por su autoría o cualquier situación de perjuicio que se pudiera presentar.

Firma(s) de los autores Según orden de mención al inicio de ésta carta: