

Comportamiento esfuerzo deformación de arcillas estabilizadas con carbonato de calcio

Jose Alberto Durán Baquero, Paola Andrea Pinzón Pulido

Trabajo de Grado para Optar el Título de Ingeniería Civil

Director

Vladimir Ernerto Merchán Jaimes

Ingeniero Civil, MSc, PhD.

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2018

Dedicatoria

A Dios, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el período de estudio.

A mis padres, porque creyeron en mí y porque me sacaron adelante, dándome ejemplos dignos de superación y entrega, porque en gran parte gracias a ustedes, hoy puedo ver alcanzada mi meta, ya que siempre estuvieron impulsándome en los momentos más difíciles de mi carrera.

A mi hermano Salomón Durán Baquero que con su apoyo incondicional y su infinito amor, ha sido quien me ha alentado a seguir día a día para poder llegar a la culminación de mi carrera.

A Melissa Pérez Rincón por su amor, permanente cariño, comprensión y paciencia durante esta fase de mi vida.

A mi compañera de tesis Paola Andrea Pinzón Pulido, por haber formado un maravilloso equipo de trabajo para lograr esta grandiosa meta.

JOSE ALBERTO DURÁN BAQUERO.

Dedicatoria

Dedico esta tesis a Dios por haberme dado la salud y sabiduría para lograr este objetivo y por darme fortaleza en los momentos difíciles.

A mi madre Gloria Nancy Pulido Sánchez por darme la vida, por haberme enseñado que con esfuerzo, trabajo y constancia todo se consigue, por su apoyo incondicional en esta etapa.

A mis hermanos, Leonardo y Andrés por estar conmigo en camino a lograr esta meta, porque fueron mi motor para llegar donde estoy y su ejemplo a seguir.

A mi abuela Evidalia quien me acompañó durante muchos momentos de mi vida y desempeñó un papel importante en mi formación personal; y que desde el cielo se sigue alegrando de mis triunfos.

A Breitner Rojas que me ha acompañado durante este proceso brindándome confianza, seguridad, motivación, amor y felicidad.

A mi compañero de proyecto Jose Durán por esta experiencia compartida, por los esfuerzos y días de trabajos para lograr sacar la tesis, por el excelente trabajo que hicimos juntos.

A toda mi familia y aquellas personas que de una u otra manera me apoyaron en este proceso, a todos lo que creyeron en mí y depositaron su confianza.

PAOLA ANDREA PINZÓN PULIDO.

Agradecimientos

Al ingeniero Vladimir Ernesto Merchán Jaimes, director de este proyecto, por sus aportes y colaboración para la realización de este trabajo.

A la Universidad Industrial de Santander, por habernos permitido formarnos en ella, gracias a todos los docentes y laboratoristas que fueron partícipes en este proceso, ya sea de manera directa o indirecta.

A todos nuestros compañeros de clase durante todos estos años en la Universidad, por los grandes momentos compartidos que nos hicieron crecer como personas.

PAOLA ANDREA PINZÓN PULIDO

JOSE ALBERTO DURÁN BAQUERO

Tabla de contenido

Introducción.....	15
1. Objetivos	17
1.1 Objetivo general.....	17
1.2 Objetivos específicos	17
2. Marco de referencia	18
2.1 Estabilización de suelos con carbonato de calcio	18
2.2 Ensayo Triaxial	20
2.2.1 Procedimiento..	20
2.2.2 Tipos de ensayo triaxial..	20
2.3 Método de elementos finitos.....	21
2.4 Modelo constitutivo Mohr Coulomb	22
2.5 Modelo Hardening Soil.....	23
2.6 Suelos parcialmente saturados	25
3. Antecedentes	25
3.1 Estabilización con cal	25
3.2 Simulaciones numéricas.....	27
4. Metodología	28

4.1 Selección de la muestra.....	28
4.2 Caracterización	29
4.2.1 Caracterización geotécnica.	29
4.1.2. Caracterización química.....	30
4.3 Desarrollo de la fase experimental.....	31
5. Análisis y resultados	32
5.1 Fase experimental	32
5.2 Fase de simulaciones numéricas	35
6. Conclusiones	40
Referencias Bibliográficas.....	43
Apéndices.....	45

Lista de Tablas

Tabla 1. Parámetros del modelo Mohr-Coulomb	23
Tabla 2. Parámetros del modelo Hardening Soil	24
Tabla 3. Propiedades físicas de la bentonita	29
Tabla 4. Propiedades químicas de la bentonita	29
Tabla 5. Resultados de ensayos de pH.....	30
Tabla 6. Parámetros de resistencia de la muestra natural	34
Tabla 7. Parámetros de resistencia de la muestra con el 3% de cal	34
Tabla 8. Parámetros de resistencia de la muestra con el 9% de cal	34
Tabla 9. Parámetros de Mohr Coulomb.....	36
Tabla 10. Parámetros de Hardening Soil	37

Lista de Figuras

Figura 1. Respuesta experimental del suelo en ensayos triaxiales drenados	22
Figura 2. Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto (Mohr Coulomb).	23
Figura 3. Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales.....	24
Figura 4. Resistencia a la compresión simple vs Ca(OH)_2	26
Figura 5. CBR vs Ca(OH)_2	26
Figura 6. Resultados experimentales y simulaciones de ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=350$ kPa. 27	
Figura 7. Resultados experimentales y simulaciones de ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=300$ kPa.. 28	
Figura 8. Ensayo de pH.....	30
Figura 9. Selección del porcentaje óptimo de cal por el método de Eades y Grim	31
Figura 10. Muestra compactada.....	31
Figura 11. Montaje del ensayo triaxial (CU)	32
Figura 12. Resultado experimental de muestra natural (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=20$ kPa). 33	
Figura 13. Resultado experimental de muestra natural (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=50$ kPa).33	
Figura 14. Resultado experimental de muestra con 3% de cal (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=20$ kPa).	33
Figura 15. Resultado experimental de muestra con 3% de cal (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=150$ kPa).	33
Figura 16. Resultado experimental de muestra con 9% de cal (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=20$ kPa).	33

Figura 17 Resultado experimental de muestra con 9% de cal (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=150$ kPa).	33
Figura 18. Simulación del ensayo triaxial en PLAXIS utilizando Mohr Coulomb (PLAXIS)	36
Figura 19. Resultados experimentales y simulaciones de muestra de muestra natural.	38
Figura 20. Resultados experimentales y simulaciones de muestra natural	38
Figura 21. Resultados experimentales y simulaciones de muestra con 3% de cal.	38
Figura 22. Resultados experimentales y simulaciones de muestra con 3% de cal.	38
Figura 23. Resultados experimentales y simulaciones de muestra con 9% de cal.	38
Figura 24. Resultados experimentales y simulaciones de muestra con 9% de cal.	38

Lista de Apéndices

Apéndices A. Parámetros de resistencia experimentales	44
Apéndices B. Parámetros de resistencia calibrados	46

RESUMEN

TÍTULO: COMPORTAMIENTO ESFUERZO DEFORMACIÓN DE
ARCILLAS ESTABILIZADAS CON CARBONATO DE CALCIO*

AUTORES: JOSE ALBERTO DURÁN BAQUERO**
PAOLA ANDREA PINZÓN PULIDO**

PALABRAS CLAVES: Ensayo triaxial, arcilla, resistencia, modelos constitutivos,
estabilización.

DESCRIPCIÓN:

En este artículo se presenta una investigación desarrollada para evaluar el comportamiento esfuerzo-deformación de arcillas bentónicas estabilizadas con carbonato de calcio mediante la ejecución de ensayos triaxiales consolidados no-drenado y la simulación numérica del ensayo a través del software de elementos finitos PLAXIS. La metodología incluye el estudio de la influencia de diferentes porcentajes de carbonato de calcio en la resistencia de la mezcla, para lo cual se realizaron ensayos triaxiales consolidados no drenados a muestras compactadas estáticamente sin estabilizante y a mezclas compactadas con un porcentaje dado de carbonato de calcio parcialmente saturadas. A partir de estos ensayos se obtuvieron los parámetros requeridos para las simulaciones utilizando los modelos constitutivos de Mohr Coulomb y Hardening Soil. De los resultados obtenidos experimentalmente, se evidencia un aumento considerable de la resistencia en la muestra de arcilla mezclada con el contenido óptimo de cal, reflejándose un incremento en el módulo de elasticidad y en el ángulo de fricción. Del análisis de las simulaciones numéricas se aprecia que el modelo de Hardening Soil reproduce con mayor exactitud el comportamiento mostrado en las pruebas triaxiales, cuyos resultados evidencian un mayor ajuste a las muestras que presentaron una falla dúctil. Por otra parte, la cohesión y el módulo de elasticidad se calibraron para tener en cuenta los efectos de succión a la hora de reproducir las curvas esfuerzo-deformación.

* Trabajo de grado

** Facultad físico-mecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director MSc. PhD. Vladimir Ernesto Merchán Jaimes.

ABSTRACT

TITLE: COMPORTAMIENTO ESFUERZO DEFORMACIÓN DE
ARCILLAS ESTABILIZADAS CON CARBONATO DE CALCIO*

AUTHORS: JOSE ALBERTO DURÁN BAQUERO**
PAOLA ANDREA PINZÓN PULIDO**

KEYWORDS: Triaxial tests, clay, resistance, constitutive models, stabilization.

DESCRIPTION:

In this article presents an investigation developed for evaluate the behavior stress-strain of static compacted samples of Bentonite and stabilized Bentonite clay with calcium carbonate and the numerical simulations of consolidated undrained triaxial test through of element finite software PLAXIS. The methodology includes the study of the influence of different percentages of calcium carbonate in the mix resistance, for which consolidated undrained triaxial tests to natural samples and soil-lime mix partially saturated were performed. From these tests obtained the required parameters for the simulations using the Mohr Coulomb and Hardening Soil constitutive models. Of the results obtained experimentally, evidence considerable increase of the resistance in the sample of clay mixing with the optimal lime content and an increase in both elastic modulus and friction angle. Cohesion does show an increase in the curing time proposed in the research. The analysis of the numerical simulations shows that the Hardening Soil model reproduces with greater accuracy the behavior shown in the triaxial tests, whose results evidence a better grade of adjustment to the samples that presented a ductile failure. Moreover, cohesion and elastic modulus were calibrated to consider suction effects when reproducing the stress-strain curves. The results are discussed on the light of Mohr- Coulomb and Hardening Soil parameters.

* Trabajo de grado

** Facultad físico-mecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director MSc. PhD. Vladimir Ernesto Merchán Jaimes.

Introducción

Históricamente en las obras civiles solo se consideraban los suelos granulares como material apto para el soporte de dichas infraestructuras, descartando los suelos finos debido a problemas asociados a cambios volumétricos y de consistencia. Los inconvenientes anteriormente mencionados son comunes en suelos arcillosos, debido a su estructura y composición mineralógica (Bauza, 2015).

Ante la presencia de este tipo de suelos, principalmente las arcillas expansivas, es necesario efectuar soluciones que implementen procesos físicos y/o químicos, que mejoren las características de resistencia y estabilidad a corto y largo plazo (Higuera, Gómez y Pardo, 2012). Existen diversos procedimientos que mejoran estas condiciones, sin embargo, desde el punto de vista económico y ecológico, la solución más implementada en materiales arcillosos es la modificación de la tipología estructural del material mediante la mezcla con conglomerantes u otros productos estabilizadores como lo es la cal (Bauza, 2015).

Esta mezcla conlleva a una variación de los parámetros de resistencia, elasticidad y potencial de expansión del suelo, los cuales pueden ser determinados por diversos ensayos de laboratorio tales como el ensayo de la resistencia uniaxial (ASTM D 2166), corte directo (ASTM D 3080 y ASTM D658), CBR (ASTM D 1883) y compresión triaxial (ASTM D 4767 y ASTM D 2850). De los ensayos anteriormente mencionados, el que mejor establece las propiedades de resistencia y elasticidad de los suelos es el ensayo triaxial, sin embargo, el elevado costo del equipo y el tiempo de ejecución ha generado que sea poco implementado (Cometa y Mendez, 2016).

De esta manera, a continuación, se presenta un trabajo de investigación donde se estudia la influencia de los diferentes porcentajes de cal en las propiedades elásticas y de resistencia de la mezcla, para lo cual se realizaron ensayos triaxiales consolidados no drenados con determinación de presión de poros. Lo anterior, fue ejecutado en el equipo triaxial ubicado en el laboratorio de Geotecnia de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander. Adicionalmente se realizaron una serie de simulaciones numéricas a través del software de elementos finitos PLAXIS, determinando los parámetros necesarios para su calibración y ajustando estos mediante modelos constitutivo (Morh Coulomb y el de Hardening Soil).

1. Objetivos

1.1 Objetivo general

Estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación de arcillas estabilizadas con carbonato de calcio.

1.2 Objetivos específicos

Evaluar la influencia de dos contenidos de carbonato de calcio en las propiedades mecánicas de la mezcla del suelo estabilizado.

Realizar la modelación del ensayo triaxial consolidado no drenado en muestras arcillosas en el software de elementos finitos PLAXIS con base en los modelos constitutivos de Mohr Coulomb y Hardening Soil.

Reproducir desde el punto de vista numérico las curvas esfuerzo-deformación.

Obtener mediante la calibración de ensayos de laboratorio con el software los parámetros mecánicos requeridos por los modelos constitutivos utilizados.

2. Marco de referencia

2.1 Estabilización de suelos con carbonato de calcio

National Lime Association (2004) en el Manual de Estabilización de Suelos Tratados con Cal establece:

La estabilización del suelo cambia considerablemente las características del mismo, produciendo resistencia y estabilidad a largo plazo, en forma permanente, en particular en lo que concierne a la acción del agua. La cal, sola o en combinación con otros materiales, puede ser utilizada para tratar una gama de tipos de suelos. Las propiedades mineralógicas de los suelos determinarán su grado de reactividad con la cal y la resistencia final que las capas estabilizadas desarrollarán (p.6).

Cuando la cal y el agua se añaden a un suelo arcilloso, comienzan a ocurrir reacciones físico-químicas inmediatamente, a continuación se describen las 3 manifestaciones fundamentales de la interacción suelo-cal:

- **Secado:** La primera manifestación es el secado del suelo debido a las reacciones exotérmicas que generan calor y evaporan el agua del suelo.

Esto significa que, si se usa la cal viva, la misma se hidrata inmediatamente (i.e., químicamente se combina con el agua) y libera calor. Los suelos se secan, porque el agua presente en el suelo participa en esta reacción, y porque el calor generado puede evaporar la humedad adicional. La cal hidratada producida por estas reacciones iniciales posteriormente reaccionará con las

partículas de arcilla (como se discute posteriormente). Estas reacciones subsecuentes, lentamente producirán un secado adicional porque las mismas reducen la humedad, mejorando el soporte. Si se utilizan la cal hidratada o la lechada de cal hidratada, en lugar de la cal viva, el secado ocurre sólo por los cambios químicos del suelo, que reducen su capacidad para retener agua y aumentan su estabilidad (National Lime Association, 2004, p.8).

- **Modificación:** En esta etapa las condiciones de granulometría, textura y compacidad se alteran debido a al intercambio de iones entre la arcilla y la cal.

Esto significa que, después de la mezcla inicial, los iones de calcio (Ca^{++}) de la cal hidratada emigran a la superficie de las partículas arcillosas y desplazan el agua y otros iones. El suelo se hace friable y granular, haciéndolo más fácil para trabajar y compactar. En esta etapa, el Índice de Plasticidad del suelo disminuye drásticamente, así como lo hace su tendencia a hincharse y contraerse. El proceso, llamado "floculación y aglomeración", generalmente ocurre en el transcurso de horas (National Lime Association, 2004, p.9).

- **Estabilización:** La tercera manifestación es la mejora de las características resistentes del suelo a medio y largo plazo.

Esto significa que, cuando se añaden las cantidades adecuadas de cal y agua, el pH del suelo aumenta rápidamente arriba de 10.5, lo que permite romper las partículas de arcilla. La determinación de la cantidad de cal necesaria es parte del proceso de diseño y se estima por pruebas como la de Eades y Grim (ASTM D6276). Se liberan la sílice y la alúmina y reaccionan con el calcio de la cal para formar hidratos de calcio-silicatos e hidratos de calcio-aluminatos que son productos cementantes similares a aquellos formados en el cemento de Portland. Ellos forman la matriz que contribuye a la resistencia de las capas de suelo estabilizadas con cal.

Cuando se forma esta matriz, el suelo se transforma de un material arenoso granular, a una capa dura relativamente impermeable, con una capacidad de carga significativa. El proceso se inicia en unas horas y puede continuar durante años, en un sistema diseñado correctamente. La matriz formada es permanente, duradera, y significativamente impermeable, produciendo una capa estructural que es tan fuerte como flexible (National Lime Association, 2004, p.9).

2.2 Ensayo Triaxial

El ensayo triaxial “Es una prueba de laboratorio utilizada para obtener parámetros geotécnicos del suelo. Con este ensayo se pueden elaborar curvas esfuerzo-deformación de una muestra cilíndrica del suelo inalterada o remodelada” (Valerio, 2011, p.15).

2.2.1 Procedimiento. En este ensayo inicialmente se cubre en una membrana de caucho o de látex la muestra cilíndrica y es llevada a una cámara especial. La primera etapa es la saturación en la cual se aplica una presión de confinamiento en sus tres lados ortogonales hasta que se logra el estado de equilibrio donde la presión de los poros se iguala a la hidrostática. Posteriormente ocurre la etapa de consolidación y por último se lleva a su falla, donde se incrementa la presión normal o axial (esfuerzo desviador) y se mantiene constante la presión lateral aplicada (Valerio, 2011).

2.2.2 Tipos de ensayo triaxial. Principalmente el ensayo triaxial se clasifica según las condiciones de drenaje durante las diferentes etapas de la prueba. Estos son Ensayo Consolidado-Drenado (CD), Ensayo no Consolidado-no Drenado (UU) y Ensayo Consolidado-no Drenado (CU).

- **Ensayo Consolidado no Drenado (CU)**

En este ensayo se pretende determinar las relaciones esfuerzo-deformación de una muestra de suelo saturada, que puede ser inalterada o remodelada, mientras es isotrópicamente consolidada para luego fallarla por compresión en condiciones no drenadas.

Es decir, en este tipo de prueba, la muestra de suelo se satura y luego se consolida bajo la presión hidrostática, generando esfuerzos efectivos. Posteriormente se cierra la válvula que permite el drenaje del agua en la muestra y se falla con un rápido incremento de la carga axial de manera que no ocurran cambios en su volumen. La idea principal de este tipo de ensayo es no permitir ninguna consolidación adicional durante el período de falla. Este ensayo se realiza generalmente con medición de la presión de poros con el objetivo de determinar los parámetros de cohesión “C” y ángulo de fricción “ ϕ ” en términos de esfuerzos totales y efectivos (Valerio, 2011, p.16).

2.3 Método de elementos finitos

El método de los elementos finitos ha adquirido una gran importancia en la solución de problemas ingenieriles, ya que permite resolver casos que hasta hace poco eran prácticamente imposibles de resolver por métodos matemáticos actuales. La idea general del método es encontrar la solución de un problema complejo reemplazándolo por otro más simple. Esto se lleva a cabo dividiendo un medio continuo (Proceso de discretización, que hace referencia a dividir un cuerpo en sistema semejante de cuerpos pequeños) en un conjunto pequeño de elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos. Las ecuaciones que rigen el comportamiento del medio continuo también regirán el de los elementos. De esta manera se logra pasar de un sistema continuo de infinitos grados de libertad, a un sistema con un número de grados de libertad finitos. En cualquier

sistema a analizar se puede distinguir entre dominio, condiciones de contorno, incógnitas (Rao, 1989).

2.4 Modelo constitutivo Mohr Coulomb

El modelo constitutivo Mohr Coulomb es estimado como una aproximación del primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Este modelo no reproduce el comportamiento progresivo como lo muestra la Figura 1 y Tabla 1, sino que es un modelo elástico basado en la ley de Hooke's de elasticidad isotrópica y luego plástico basado en el criterio de falla de Mohr Coulomb (Ver Figura 2). Su formulación involucra dos elementos generales: la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles (Plaxis, 2017).

El modelo de Mohr Coulomb exige cinco parámetros básicos de entrada: el módulo de Young E , la relación de Poisson ν , la resistencia por cohesión del suelo c , el ángulo de fricción interna ϕ y el ángulo de dilatancia ψ . (Tabla 1).

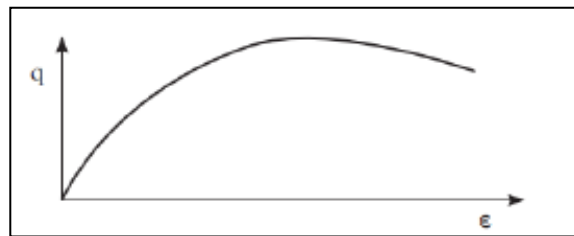


Figura 1. Respuesta experimental del suelo en ensayos triaxiales drenados. Adaptado de Plaxis (2017). Materials models manual. Holanda. Pág. Disponible en <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>

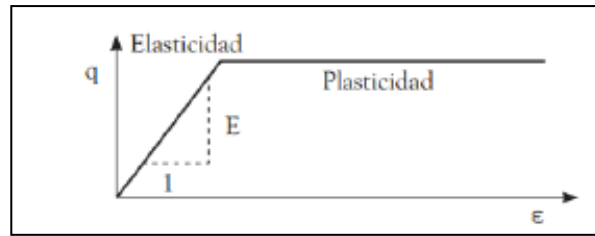


Figura 2. Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto (Mohr Coulomb). Adaptado de Plaxis (2017). Materials models manual. Holanda. Pág. Disponible en <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>

Tabla 1.

Parámetros del modelo Mohr-Coulomb

Parámetro	Descripción
c	Cohesión
φ	Ángulo de fricción
ν	Relación de Poisson
E	Módulo de Young
ψ	Ángulo de dilatancia

2.5 Modelo Hardening Soil

El modelo Hardening Soil o de suelo con endurecimiento isotrópico es un modelo avanzado capaz de simular el comportamiento de varios tipos de suelo tanto cohesivos como granulares. La capacidad del modelo para simular el comportamiento del suelo en situaciones carga y descarga mediante la definición del módulo de rigidez en descarga-recarga E_{ur} , la incorporación de la representación del estado deformacional del suelo en situaciones de compresión unidimensional (módulo edométrico E_{oed}), y la consideración de la dependencia de la rigidez del suelo en función de un estado de esfuerzos específicos (parámetro m) constituyen los desarrollos más importantes del modelo de endurecimiento (Plaxis, 2017).

La formulación básica del modelo parte de la relación hiperbólica típica observada en las pruebas triaxiales entre la deformación axial vertical ε_1 , y el esfuerzo desviador q , como se muestra en la Figura 3.

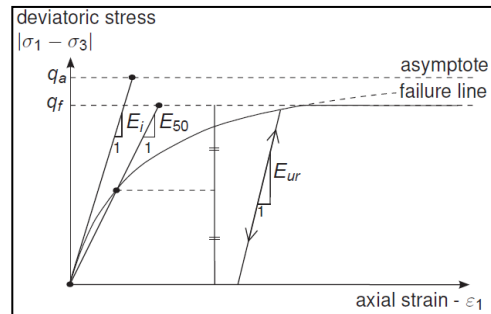


Figura 3. Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales. Adaptado de Plaxis (2017). Materials models manual. Holanda. Pág. Disponible en <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>

Tabla 2.

Parámetros del modelo *Hardening Soil*

Parámetro	Descripción
c	Cohesión
φ	Ángulo de fricción
ψ	Ángulo de dilatancia
E_{ref50}	Rigidez secante en ensayos triaxiales
$E_{ref_{oed}}$	Rigidez tangente para carga primaria edométrica
M	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos
$E_{ref_{ur}}$	Rigidez en descarga-recarga
E_{ur}	Relación de Poisson en descarga-recarga
p_{ref}	Esfuerzo de referencia
K_{Onc}	Coefficiente de presión lateral de tierras
R_f	Relación de falla

2.6 Suelos parcialmente saturados

Las arcillas son suelos expansivos que varían el volumen debido a cambios en el contenido de humedad, presentando un potencial expansivo cuando el suelo está parcialmente saturado.

La succión es uno de los métodos usuales para definir el comportamiento de los suelos parcialmente saturados. La succión total es referida como la cantidad de energía asociada a la capacidad del suelo para retener agua (Lee y Wray, 1995). Ridley (1993) la define como la energía requerida para remover una molécula de agua de la matriz de suelo por medio de la evaporación.

Según Suárez (1998) “La tensión debida a la succión del agua en los poros, produce un fenómeno de adherencia entre partículas por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión “aparente” desaparece con la saturación” (p. 77).

3. Antecedentes

3.1 Estabilización con cal

La implementación de la estabilización de suelos arcillosos con cal ha venido aumentando con el tiempo debido a su bajo costo y a los buenos resultados que se han experimentado en los parámetros de resistencia de dichos materiales, haciendo que sean utilizables para diferentes obras civiles.

Normalmente los ensayos más comunes que se realizan a la mezcla suelo-cal son el de compresión simple, corte directo y CBR para evaluar la influencia del contenido de cal en los parámetros de resistencia.

Para ilustrar este efecto en la mezcla en términos de resistencia, Higuera et al. (2012) reflejan que, ante un aumento del porcentaje de cal, la capacidad de soporte aumenta como se observa en las Figura 4 y Figura 5.

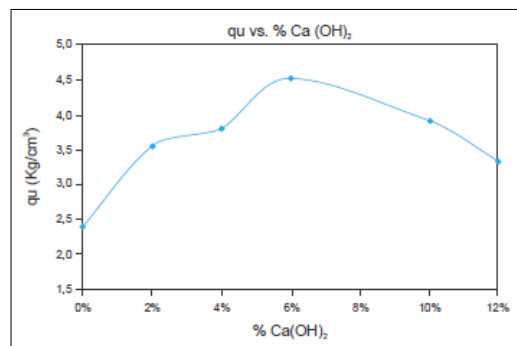


Figura 4. Resistencia a la compresión simple vs Ca(OH)_2 . Adaptado de Higuera, C., Gómez, J. y Pardo, O. (2012). Caracterización de un suelo arcilloso tratado con Hidróxido de Calcio. Revista Facultad de Ingeniería, UPTC, 21 (32), 21-40.

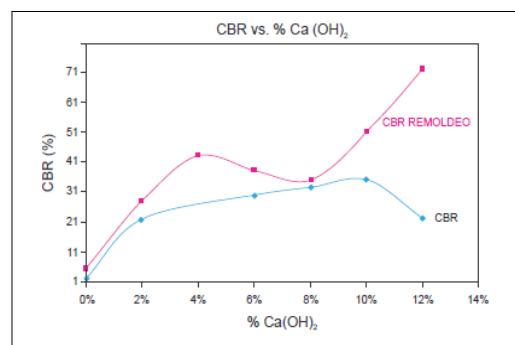


Figura 5. CBR vs Ca(OH)_2 . Adaptado de Higuera, C., Gómez, J. y Pardo, O. (2012). Caracterización de un suelo arcilloso tratado con Hidróxido de Calcio. Revista Facultad de Ingeniería, UPTC, 21 (32), 21-40.

No obstante, es importante determinar el contenido de cal necesario para lograr un aumento en la resistencia del suelo. Broms (2004) establece que no existen mejoras apreciables para contenidos

superiores al 10-15% de cal como se puede evidenciar en las figuras anteriores.

3.2 Simulaciones numéricas

En las últimas décadas, una amplia rama de la mecánica de suelos ha sido conducida al desarrollo de modelos que se ajusten mejor al comportamiento de estos materiales. Con éxito se han formulado modelos basados en diferentes teorías como la elasticidad no lineal, el endurecimiento plástico, la teoría del estado crítico y las hipoplasticidad (Brinkgreve, 2005). De esta manera, Nieto, Camacho y Ruiz (2009) determinaron los parámetros correspondientes a dos de los modelos constitutivos más relevantes en la teoría de la elastoplasticidad (modelo de Mohr Coulomb y modelo de endurecimiento de Hardening Soil), validando esto con un análisis comparativo entre las observaciones experimentales y las simulaciones numéricas.

A continuación, se presentan en las Figura 6 y Figura 7 las respectivas simulaciones realizadas.

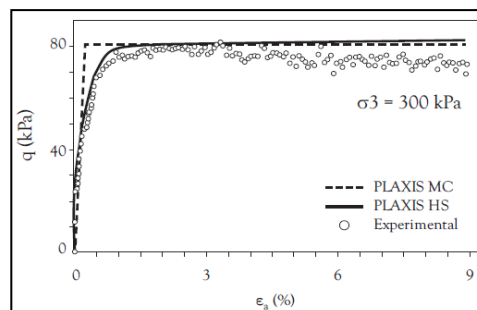


Figura 6. Resultados experimentales y simulaciones de ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=350$ kPa. Adaptado de Nieto, A., Camacho, J. y Ruiz, E. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 8 (15), 75-91.

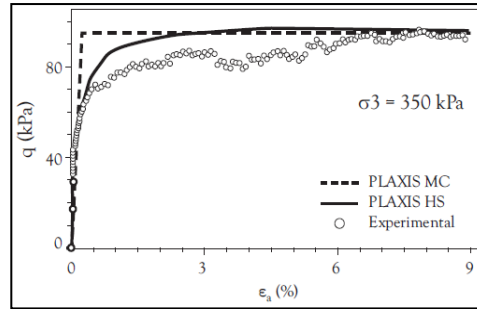


Figura 7. Resultados experimentales y simulaciones de ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3 = 300$ kPa. Adaptado de Nieto, A., Camacho, J. y Ruiz, E. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 8 (15), 75-91.

De los resultados anteriores se puede observar que las mediciones experimentales y las simulaciones numéricas presentan un alto grado de correspondencia.

4. Metodología

4.1 Selección de la muestra

Para el desarrollo de los ensayos de laboratorio que comprenden la caracterización geotécnica y química del suelo, se utilizó 600 kg de bentonita sódica, la cual presenta propiedades especiales, particularmente la de expandirse en presencia de agua debido a su alta composición mineralógica de montmorillonita. En la Tabla 3 y Tabla 4 se presenta las especificaciones de la bentonita utilizada.

Tabla 3.
Propiedades físicas de la bentonita

Sustancia	Cantidad (%)
Sílice (SiO ₂)	56.06
Alumina (Al ₂ O ₃)	22.27
Hierro (Fe ₂ O ₃)	3.81
Fósforo (P ₂ O ₃)	0.17
Calcio (CaO)	2.4
Potasio (K ₂ O)	1.12
Sodio (Na ₂ O)	6.2
Perdidas a 100°C	7.94
Total	99.96

Tabla 4.
Propiedades químicas de la bentonita

Color	Amarillo Claro
Humedad	+/- 12
Volumen hinchamiento mínimo	25

4.2 Caracterización

4.2.1 Caracterización geotécnica. En la caracterización físico-mecánica del material natural se realizaron los ensayos de límite líquido y plástico. Se resumen los resultados a continuación.

Límite	%
Líquido	130
Plástico	56

Según la norma I.N.V. E-132-07 la muestra natural presenta un grado de expansión elevado, lo

cual indica que la bentonita utilizada es adecuada para evaluar la influencia de la cal en la estabilización.

4.1.2. Caracterización química. En el estudio de las propiedades de las arcillas y de la reacción de la cal se ha demostrado que se necesita un medio básico, con pH alto para asegurar el intercambio iónico y promover la reacción puzolánica (Bauza, 2015).

Para alcanzar estas condiciones se determina el contenido óptimo de cal por medio del ensayo Eades y Grim indicado en la norma ASTM C977-03. Para ello se determina el pH con distintos porcentajes de cal (0, 2, 5, 10, 15 y 20 %) como se observa en la Figura 8, se grafica y el porcentaje óptimo es aquel que permite alcanzar un valor de 12.45.



Figura 8. Ensayo de pH

A continuación en la Tabla 5 y Figura 9 se presentan los resultados de la prueba de pH.

Tabla 5.
Resultados de ensayos de pH

Cal (%)	pH
0	9
2	12
5	12.25
10	12.5
15	12.75
20	13

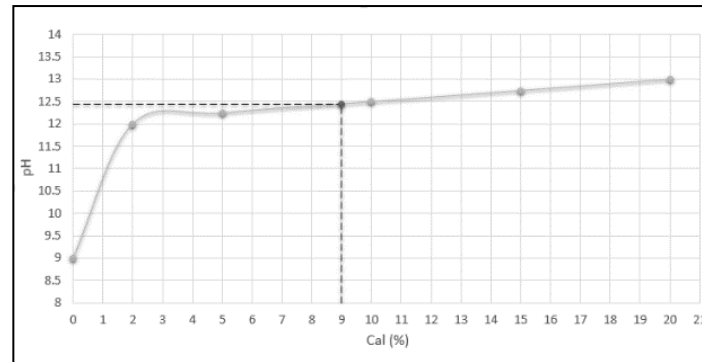


Figura 9. Selección del porcentaje óptimo de cal por el método de Eades y Grim

4.3 Desarrollo de la fase experimental

Se realizaron ensayos de compresión triaxial consolidados no drenados (CU) con medición de la presión de poros a seis muestras de suelo compactadas estáticamente a una humedad del 28%, es decir la mitad del Límite Plástico y a un grado de saturación del 84%, de las cuales dos fueron en su estado natural, otras dos con el porcentaje óptimo de cal (9%) y las restantes a un porcentaje del 3% de cal, quedando finalmente las muestras con una relación de vacíos de 0.81 y una porosidad del 45%. Por otra parte, el tiempo de curado de la mezcla fue de siete días y las dimensiones de las muestras se establecieron en 70 cm de diámetro y 140 cm de alto como se observa en la Figura 10.

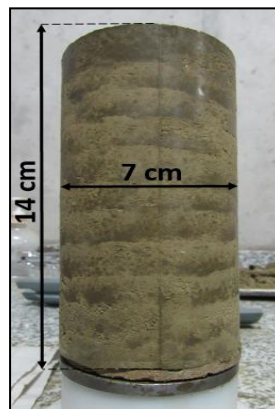


Figura 10. Muestra compactada

5. Análisis y resultados

5.1 Fase experimental

En la fase de estudio de la resistencia y su mejora con la aplicación de la cal, las muestras se han caracterizado mediante ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU), con la particularidad que durante el ensayo se han mantenido las muestras con su humedad de compactación, es decir, sin saturación. Por otra parte, las muestras se sometieron a presiones de confinamiento de 20, 50 y 150 kPa. Los ensayos se realizaron en el equipo triaxial ubicado en el laboratorio de Geotecnia de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander.



Figura 11. Montaje del ensayo triaxial (CU)

Los resultados obtenidos se muestran en las gráficas siguientes.

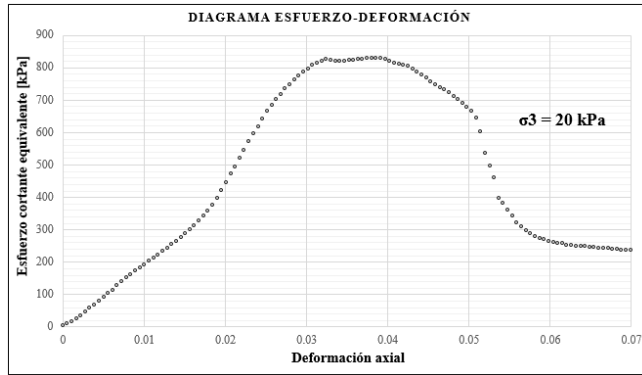


Figura 12. Resultado experimental de muestra natural (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=20$ kPa).

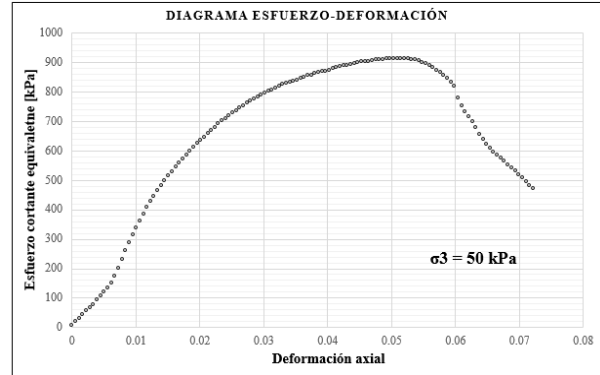


Figura 13. Resultado experimental de muestra natural (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=50$ kPa).

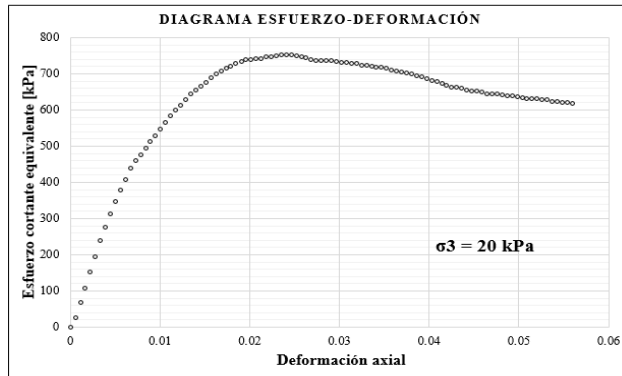


Figura 14. Resultado experimental de muestra con 3% de cal (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=20$ kPa).

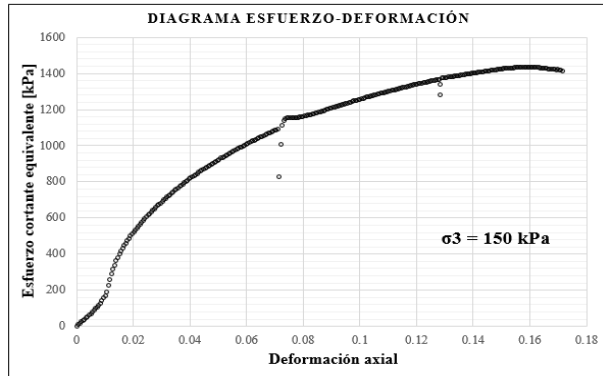


Figura 15. Resultado experimental de muestra con 3% de cal (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=150$ kPa).

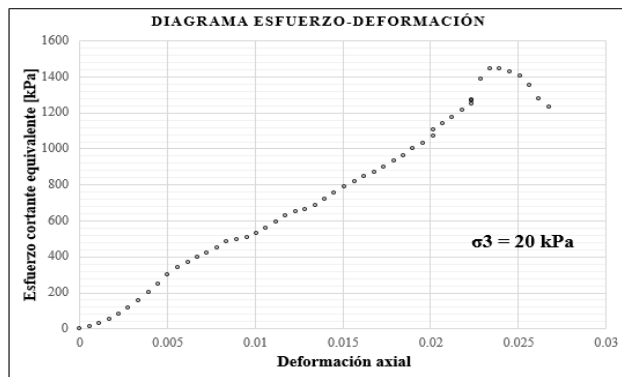


Figura 16. Resultado experimental de muestra con 9% de cal (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=20$ kPa).

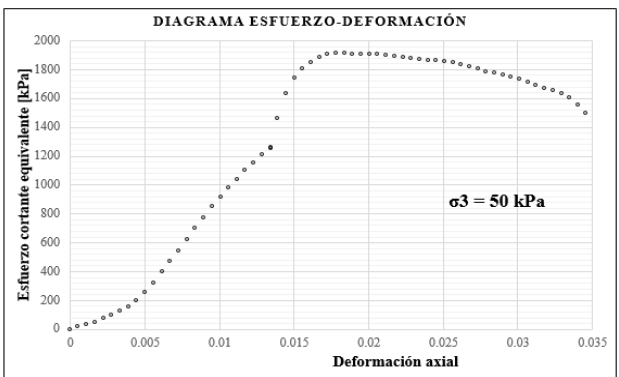


Figura 17. Resultado experimental de muestra con 9% de cal (Ensayo triaxial no drenado, $\sigma_3=50$ kPa).

De los resultados anteriores se obtuvo los parámetros de resistencia (cohesión, fricción y módulo de elasticidad) para la muestra natural y para las mezclas suelo-cal. La cohesión y la fricción se determinaron por medio del modelo de Mohr Coulomb y el módulo de elasticidad se calculó como la pendiente de la recta entre el origen y el punto correspondiente al 50% de la resistencia máxima en la curva de esfuerzo-deformación.

En las siguientes tablas se muestran los valores de los parámetros anteriormente mencionados.

Tabla 6.

Parámetros de resistencia de la muestra natural

Cohesión		190 kPa
Fricción		37 °
E ₅₀	$\sigma_3=20$ kPa	21165 kPa
	$\sigma_3=50$ kPa	33737 kPa

Tabla 7.

Parámetros de resistencia de la muestra con el 3% de cal

Cohesión		140 kPa
Fricción		44 °
E ₅₀	$\sigma_3=20$ kPa	68165 kPa
	$\sigma_3=150$ kPa	22444 kPa

Tabla 8.

Parámetros de resistencia de la muestra con el 9% de cal

Cohesión		170 kPa
Fricción		61 °
E ₅₀	$\sigma_3=20$ kPa	54087 kPa
	$\sigma_3=50$ kPa	123114 kPa

De las curvas esfuerzo-deformación obtenidas experimentalmente, se evidencia que la aplicación de cal al suelo mejora la capacidad de soporte a corto plazo. Este aumento en la

resistencia se ve reflejado considerablemente en la muestra de suelo que tiene el contenido óptimo de cal.

Respecto al desempeño del material durante la falla, la muestra natural y la mezcla dosificada con el 3% de cal presentaron un comportamiento dúctil, muy característico de las arcillas, donde soportaron una deformación considerable para incrementos importantes de carga y sus fallas se presentaron de manera progresiva. Por otra parte, la muestra con 9% de cal mostró un comportamiento frágil, ya que soportó una carga considerable con deformaciones intermedias y cuando alcanzó su límite de carga falló repentinamente, siendo este comportamiento característico en suelos granulares. Esto ocurre debido a la modificación de la textura y consistencia del material.

De los parámetros de resistencia se observa que el ángulo de fricción aumenta con el porcentaje de cal empleado, este hecho se fundamenta en las modificaciones iniciales, que le proporcionan al suelo un comportamiento friccional. La cohesión, sin embargo, presenta una reducción debido a los cambios en las características físicas del suelo. Otro aspecto importante radica en que los parámetros de resistencia tienen un valor considerable a pesar del material empleado, esto responde a las condiciones de saturación parcial en las que el ensayo fue realizado.

5.2 Fase de simulaciones numéricas

Las simulaciones numéricas de los modelos constitutivos considerados se realizaron en el software computacional de elementos finitos bidimensionales PLAXIS V.17, utilizando la opción que brinda este software de simular diferentes pruebas en los suelos, entre los cuales está el ensayo triaxial, donde se pueden definir las diferentes condiciones para realizar este procedimiento como se

muestra en la Figura 18. El software fue proporcionado por la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander.

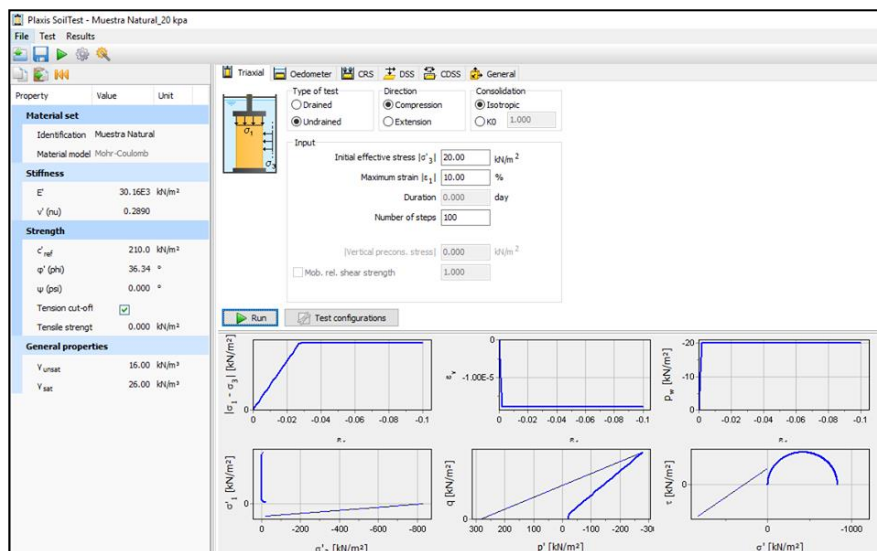


Figura 18. Simulación del ensayo triaxial en PLAXIS utilizando Mohr Coulomb (PLAXIS)

Para realizar las simulaciones numéricas son necesarios parámetros de entrada, que pueden ser determinados a partir de los ensayos triaxiales. El modelo de Mohr Coulomb exige cinco parámetros básicos de entrada como se muestra en la Tabla 9.

Tabla 9.

Parámetros de Mohr Coulomb

Parámetro	Descripción
c	Cohesión
φ	Ángulo de fricción
ν	Relación de Poisson
E	Módulo de Young
ψ	Ángulo de dilatación

Así mismo, el modelo de Hardening Soil requiere de los parámetros que se muestran en la Tabla 10.

Tabla 10.
Parámetros de Hardening Soil

Parámetro	Descripción
c	Cohesión
φ	Ángulo de fricción
ψ	Ángulo de dilatancia
E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayos triaxiales
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente para carga primaria edométrica
M	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos
E_{ur}^{ref}	Rigidez en descarga-recarga
E_{ur}	Relación de Poisson en descarga-recarga
p_{ref}	Esfuerzo de referencia
K_0^{nc}	Coefficiente de presión lateral de tierras
R_f	Relación de falla

Luego de obtener estos parámetros, se ingresaron al software y se ajustaron las condiciones del ensayo, tales como la presión de confinamiento, el tipo de consolidación, en este caso isotrópica, y por último el tipo de drenaje durante la falla, que como se mencionó anteriormente es no drenado.

El software modela el ensayo en condiciones saturadas, pero experimentalmente el ensayo se realizó parcialmente saturado, por lo cual los parámetros de los modelos constitutivos utilizados se calibraron para poder reproducir las curvas esfuerzo-deformación. A continuación, se muestran las gráficas de los resultados experimentales con las simulaciones.

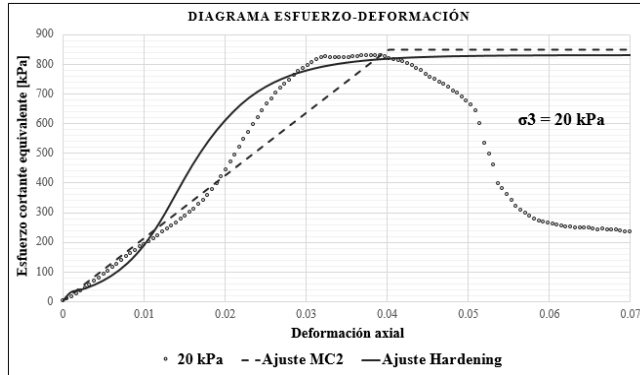


Figura 19. Resultados experimentales y simulaciones de muestra de muestra natural.

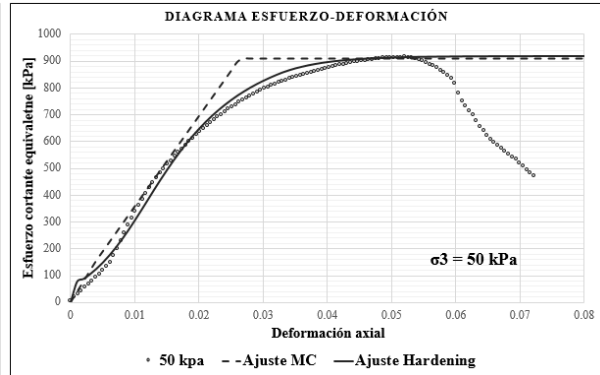


Figura 20. Resultados experimentales y simulaciones de muestra natural

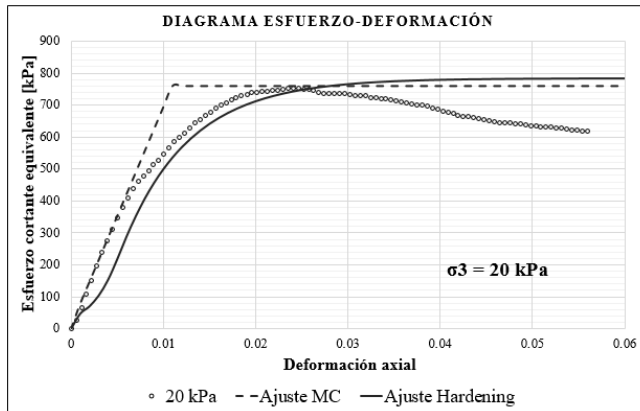


Figura 21. Resultados experimentales y simulaciones de muestra con 3% de cal.

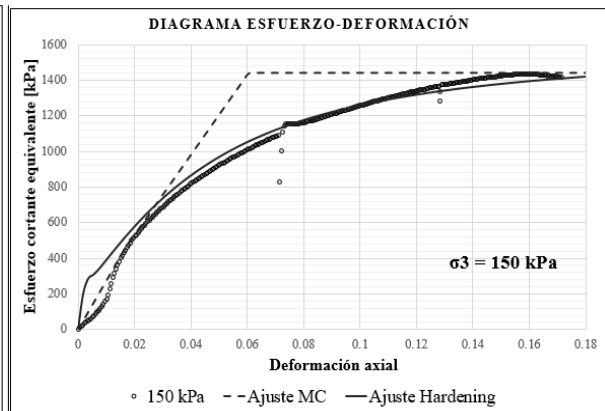


Figura 22. Resultados experimentales y simulaciones de muestra con 3% de cal.

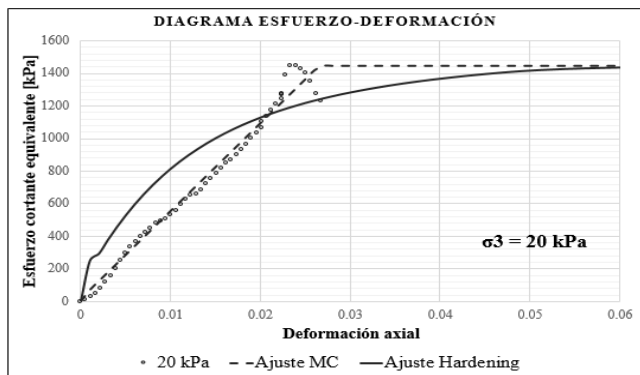


Figura 23. Resultados experimentales y simulaciones de muestra con 9% de cal.

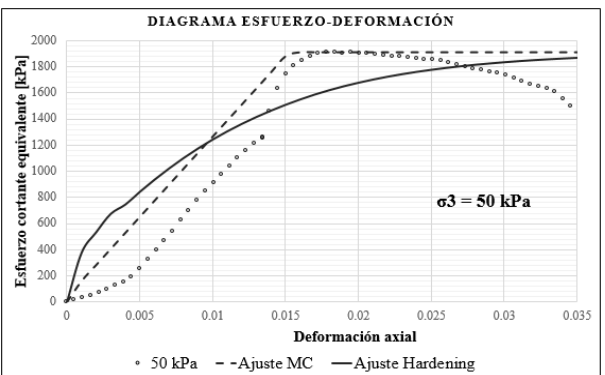


Figura 24. Resultados experimentales y simulaciones de muestra con 9% de cal.

Para llevar a cabo las simulaciones fue necesario calibrar los parámetros obtenidos de los ensayos experimentales debido a la condición en que se realizó esta fase, ya que en los suelos no saturados la tensión debida a la succión del agua en los poros genera efectos que el software no considera. Estos efectos se ven reflejados en términos de resistencia, ya que ocurre un fenómeno de adherencia entre las partículas que se conoce como cohesión aparente y desaparece con la saturación, y en términos de deformación con el aumento del módulo de elasticidad. Debido a lo mencionado anteriormente, la cohesión y el módulo de Young son los parámetros que más influyen a la hora de reproducir las curvas esfuerzo-deformación teniendo en cuenta los efectos de la succión. Estos dos parámetros se ajustaron de tal manera que las relaciones esfuerzo-deformación obtenidas experimentalmente y numéricamente presenten la misma tendencia utilizando los modelos constitutivos de Mohr Coulomb y Hardening Soil. En el apéndice A se muestran los parámetros iniciales y en el apéndice B se muestran los parámetros calibrados con los que se realizaron las simulaciones.

De las simulaciones realizadas con los parámetros calibrados en el modelo Mohr Coulomb se observa un comportamiento elástico-plástico perfecto, cumpliendo lo planteado en su formulación. En comparación con los resultados experimentales, el modelo de Mohr Coulomb predice la rotura a un nivel de deformación muy inferior. En cambio, el modelo de Hardening Soil reproduce con mayor exactitud la relación hiperbólica experimental entre la deformación unitaria y el esfuerzo desviador, esto demuestra el comportamiento no lineal antes de la rotura que presenta el suelo. Cuando el comportamiento durante la falla es dúctil, el modelo de Hardening Soil muestra con mayor precisión el comportamiento esfuerzo-deformación como se observa en la Figura 19, Figura 20, Figura 21 y Figura 22 sin embargo para comportamientos frágiles, como el que presenta la

mezcla con el contenido óptimo de cal, el modelo no reproduce de manera adecuada este tipo de comportamiento como se observa en la Figura 23 y Figura 24.

6. Conclusiones

Basados en los resultados obtenidos en los ensayos experimentales y las modelaciones numéricas de los ensayos triaxiales, se pueden hacer las siguientes conclusiones.

Se alcanzan mejoras en las propiedades mecánicas, ya que se evidencia un aumento en la resistencia para las condiciones de los ensayos desde 916 kPa para el suelo sin tratar hasta valores de 1440 y 1917 kPa para el 3 y 9% de cal respectivamente, reflejándose mayormente en la muestra que se mezcló con el porcentaje óptimo de cal.

La cohesión no muestra mejoras considerables en el tiempo de curado propuesto en la investigación, ya que su efecto se aprecia de mejor manera cuando el tiempo es más prolongado, debido a que está relacionado directamente con la aparición de la reacción puzolánica. Este hecho se refleja en los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales, con valores de cohesión de 190 kPa para el suelo sin tratar y de 140 y 170 kPa para las muestras con 3 y 9% de cal respectivamente.

El ángulo de fricción aumenta con el porcentaje de cal empleado debido a las modificaciones iniciales tales como el intercambio iónico y floculación de las partículas que le proporcionan al suelo un comportamiento friccional. Este hecho se refleja en los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales, con valores de ángulo de fricción de 37° para el suelo sin tratar y de 44° y 61° para las muestras con 3 y 9% de cal respectivamente.

El tratamiento con cal produce una rigidización del suelo cuando este se mezcla con el contenido óptimo de cal, ya que existe una variación en el comportamiento deformacional debido a cambios en las características físicas del suelo, lo que conlleva a que el material presente una falla frágil.

La utilización de carbonato de calcio en la estabilización de suelos arcillosos genera cambios importantes en las propiedades de resistencia del suelo, mejorando sus características y haciéndolos competentes para la utilización en diferentes obras civiles.

A pesar de que los modelos utilizados coinciden aproximadamente en el esfuerzo de falla, el modelo de Mohr Coulomb lo hace a un nivel de deformación que es mucho menor del que se obtuvo experimentalmente, en consecuencia, no predice adecuadamente el comportamiento deformacional de la muestra. Por lo tanto, se recomienda el uso del modelo Hardening Soil, ya que este considera la variación de la rigidez dependiente del estado de esfuerzos y la relación hiperbólica planteada en su formulación lo cual implica unos niveles de deformación semejantes a los obtenidos experimentalmente.

La cohesión y el módulo de elasticidad fueron los parámetros que se calibraron para lograr reproducir las curvas esfuerzo-deformación como era lo esperado, ya que los efectos de succión afectan principalmente las propiedades de resistencia y el comportamiento deformacional del suelo.

Referencias Bibliográficas

- Bauza, J. (2015). El tratamiento de los suelos arcillosos con cal. Comportamiento mecánico y evolución a largo plazo ante cambios de humedad (Tesis doctoral). Universidad de Sevilla, Sevilla, España.
- Broms, B. B. (2004). Lime and lime/cement columns. *Ground improvement*, (2), 252-330.
- Brinkgreve, R. B. J. (2005). Selection of soils models and parameters for geotechnical engineering application. *Soil constitutive models: Evaluation, selection, and calibration*, 69-98.
- Cometa, S. y Mendez, N. (2016). Correlación entre los resultados obtenidos en el ensayo de corte directo y el ensayo triaxial en un suelo arcilloso típico de la zona occidental de Bogotá (Tesis de pregrado). Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, Colombia.
- Higuera, C., Gómez, J. y Pardo, O. (2012). Caracterización de un suelo arcilloso tratado con Hidróxido de Calcio. *Revista Facultad de Ingeniería, UPTC*, 21 (32), 21-40.
- National Lime Association. (2004). Manual de estabilización de suelos tratados con cal. United States. p. 6-9.

Nieto, A., Camacho, J. y Ruiz, E. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellin*, 8 (15), 75-91.

Plaxis (2017). *Materials models manual*. Holanda. p. 33-65. Disponible en <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>

Rao, S. (1989). *The finite element method in Engineering*. Oxford, Inglaterra: Pergamon Press.

Valerio, O. (2013). Ensayos triaxiales para suelos. *Métodos y Materiales*, 1(1), 15-16.

Apéndices A. Parámetros de resistencia experimentales

MUESTRA NATURAL

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 20 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	21164.83 kN/m2
v	0.289
C	190.00 kN/m2
ϕ'	36.34 °
ψ	0 °
G	8206.84331 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	190.00 kN/m2
ϕ'	36.34 °
ψ	0 °
m	1 kN/m2
v _{ur}	0.2 -
R _f	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
Cinc	0 kN/m3
E_{sn}^{ref}	27249.98 kN/m2
E_{eod}^{ref}	13624.99 kN/m2
E_{ur}^{ref}	81749.93 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.41 -

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 50 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	33736.68 kN/m2
v	0.289
C	190.00 kN/m2
ϕ'	36.34 °
ψ	0 °
G	13081.6847 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	190.00 kN/m2
ϕ'	36.34 °
ψ	0 °
m	1 kN/m2
v _{ur}	0.2 -
R _f	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
Cinc	0 kN/m3
E_{sn}^{ref}	39208.99 kN/m2
E_{eod}^{ref}	19604.49 kN/m2
E_{ur}^{ref}	117626.96 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.41 -

MUESTRA 3%

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 20 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	68164.59 kN/m2
v	0.226
C	140.00 kN/m2
ϕ'	45.04 °
ψ	0 °
G	27794.2447 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	140.00 kN/m2
ϕ'	45.04 °
ψ	0 °
m	1 kN/m2
v _{ur}	0.2 -
R _f	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
Cinc	0 kN/m3
E_{sn}^{ref}	102289.95 kN/m2
E_{eod}^{ref}	51144.97 kN/m2
E_{ur}^{ref}	306869.84 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.29 -

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 150 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	22443.84 kN/m2
v	0.226
C	140.00 kN/m2
ϕ'	45.04 °
ψ	0 °
G	9151.52117 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	140.00 kN/m2
ϕ'	45.04 °
ψ	0 °
m	1 kN/m2
v _{ur}	0.2 -
R _f	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
Cinc	0 kN/m3
E_{sn}^{ref}	18571.52 kN/m2
E_{eod}^{ref}	9285.76 kN/m2
E_{ur}^{ref}	55714.55 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.29 -

MUESTRA 9%

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 20 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	54086.76 kN/m2
v	0.120
C	170.00 kN/m2
ϕ'	59.72 °
Ψ	0 °
G	24145.522 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	170.00 kN/m2
ϕ'	59.72 °
Ψ	0 °
m	1 kN/m2
vur	0.2 -
Rf	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
Cinc	0 kN/m3
E_{s0}^{ref}	90374.21 kN/m2
E_{eod}^{ref}	45187.11 kN/m2
E_{ur}^{ref}	271122.64 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.14 -

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 50 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	123114.08 kN/m2
v	0.120
C	170.00 kN/m2
ϕ'	59.72 °
Ψ	0 °
G	54960.8357 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	170.00 kN/m2
ϕ'	59.72 °
Ψ	0 °
m	1 kN/m2
vur	0.2 -
Rf	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
Cinc	0 kN/m3
E_{s0}^{ref}	164360.89 kN/m2
E_{eod}^{ref}	82180.45 kN/m2
E_{ur}^{ref}	493082.68 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.14 -

Apéndices B. Parámetros de resistencia calibrados

MUESTRA NATURAL

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 20 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	5.00E+05 kN/m2
v	0.289
C	210.00 kN/m2
ϕ'	36.34 °
ψ	0 °
G	193879.3 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	210.00 kN/m2
ϕ'	36.34 °
ψ	0 °
m	1 kN/m2
v _{ur}	0.2 -
R _f	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
C _{inc}	0 kN/m3
E_{s0}^{ref}	5.00.E+05 kN/m2
E_{eod}^{ref}	2.50.E+05 kN/m2
E_{ur}^{ref}	1.50.E+06 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.41 -

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 50 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	2.50E+05 kN/m2
v	0.289
C	232.00 kN/m2
ϕ'	36.34 °
ψ	0 °
G	96939.6 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	232.00 kN/m2
ϕ'	36.34 °
ψ	0 °
m	1 kN/m2
v _{ur}	0.2 -
R _f	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
C _{inc}	0 kN/m3
E_{s0}^{ref}	2.50.E+05 kN/m2
E_{eod}^{ref}	1.25.E+05 kN/m2
E_{ur}^{ref}	7.50.E+05 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.41 -

MUESTRA 3%

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 20 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	1.00E+06 kN/m2
v	0.226
C	140.00 kN/m2
ϕ'	45.04 °
ψ	0 °
G	407752.0 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	162.00 kN/m2
ϕ'	45.04 °
ψ	0 °
m	1 kN/m2
v _{ur}	0.2 -
R _f	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
C _{inc}	0 kN/m3
E_{s0}^{ref}	1.00E+06 kN/m2
E_{eod}^{ref}	5.00E+05 kN/m2
E_{ur}^{ref}	3.00E+06 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.29 -

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 150 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	5.00E+04 kN/m2
v	0.226
C	300.00 kN/m2
ϕ'	45.04 °
ψ	0 °
G	20387.6 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	300.00 kN/m2
ϕ'	45.04 °
ψ	0 °
m	1 kN/m2
v _{ur}	0.2 -
R _f	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
C _{inc}	0 kN/m3
E_{s0}^{ref}	5.00E+04 kN/m2
E_{eod}^{ref}	2.50E+04 kN/m2
E_{ur}^{ref}	1.50E+05 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.29 -

MUESTRA 9%

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 20 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	3.00E+05 kN/m2
v	0.120
C	202.00 kN/m2
ϕ'	59.72 °
ψ	0 °
G	133926.6 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	202.00 kN/m2
ϕ'	59.72 °
ψ	0 °
m	1 kN/m2
v _{ur}	0.2 -
Rf	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
Cinc	0 kN/m3
E_{s0}^{ref}	3.00E+05 kN/m2
E_{end}^{ref}	1.50E+05 kN/m2
E_{ur}^{ref}	9.00E+05 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.14 -

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO 50 kPa

MODELO DE MORH COULOMB

E50	1.00E+06 kN/m2
v	0.120
C	259.00 kN/m2
ϕ'	59.72 °
ψ	0 °
G	446422.0 kN/m2
σ_T	0 kN/m2

MODELO DE HARDENING SOIL

C	259.00 kN/m2
ϕ'	59.72 °
ψ	0 °
m	1 kN/m2
v _{ur}	0.2 -
Rf	0.9 -
σ_T	0 kN/m2
Cinc	0 kN/m3
E_{s0}^{ref}	1.00E+06 kN/m2
E_{end}^{ref}	5.00E+05 kN/m2
E_{ur}^{ref}	3.00E+06 kN/m2
p^{ref}	100 kN/m2
k_0^{nc}	0.14 -