



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

Influencia de la cementación en la resistencia al corte de un suelo de la Orinoquía colombiana

Diego Fernando Basto Urbina

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería
Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola
Bogotá D.C., Colombia
2022

Influencia de la cementación en la resistencia al corte de un suelo de la Orinoquía colombiana

Diego Fernando Basto Urbina

Trabajo Final de Maestría presentado como requisito parcial para optar al título de:

Magíster en Ingeniería - Geotecnia

Director:

Julio Esteban Colmenares Montañez, PhD

Profesor Titular

Línea de Investigación:

Relaciones constitutivas de suelos, rocas y materiales afines

Grupo de Investigación:

Geotechnical Engineering Knowledge and Innovation - GENKI

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería

Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá D.C., Colombia

2022

A mi madre. Tu bendición, amor y constante aliento me han motivado a lo largo de mi vida personal y profesional.

A mis hermanos, ustedes son mi inspiración.

A mi padre, desde el cielo sé que guías mis pasos.

Agradecimientos

A mi madre y mis hermanos, quienes, con su compañía y paciencia, me motivaron a continuar en los momentos de mayor frustración.

Al Profesor Julio Colmenares y al profesor Mauricio Tapias, quienes han sido mis maestros, guías y consejeros a lo largo de mi paso por el laboratorio de geotecnia.

A Cristian Tejedor por las investigaciones en conjunto durante el desarrollo de este trabajo, por nuestra convivencia en el ámbito profesional y por su apoyo y amistad.

A Anyely, por el apoyo y la motivación brindada en la recta final de este trabajo. Merci pour votre amour et votre compagnie.

Al laboratorio de geotecnia de la Universidad Nacional y a los integrantes del grupo de investigación GENKI por su apoyo y compañía.

¡Muchas gracias!

Resumen

Influencia de la cementación en la resistencia al corte de un suelo de la Orinoquía colombiana

Se realizó un trabajo experimental sobre la influencia de la cementación en la resistencia al corte de un suelo limo-arcilloso, con alto contenido de arena, obtenido de la Orinoquía colombiana. La cementación se indujo artificialmente mediante la incorporación de cemento Portland. Se estudió el comportamiento del suelo base y de tres mezclas de suelo-cemento mediante ensayos de compresión inconfiada y compresión triaxial. El esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica, la resistencia al corte y la rigidez inicial aumentaron por el efecto de la cementación. En ensayos triaxiales CD y CU, las muestras con mayor grado de cementación -y consolidadas isotrópicamente a un esfuerzo efectivo de confinamiento menor al esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($\sigma'_c < p'_{c0}$)- mostraron estados de esfuerzos y picos de resistencia por encima de la línea del estado crítico (CSL). Superado el pico, las trayectorias de esfuerzos tendieron hacia la CSL, mostrando la degradación de la cementación durante el corte. A medida que se aumentó la cementación, el suelo se volvió más frágil. A bajas presiones de confinamiento se observó una transición de un comportamiento dúctil/compresivo a uno frágil/dilatante a medida que la cementación aumentaba, sin embargo, al aumentar el esfuerzo de confinamiento el comportamiento exhibió una nueva transición a dúctil/compresivo. La superficie de cedencia del material no cementado fue ajustada con los parámetros avanzados n y r del modelo CASM. A medida que la cementación (b) creció, la superficie de cedencia se agrandó conservando la forma de la superficie de cedencia del material no cementado, lo cual, permitió validar las bases conceptuales propuestas por Gens y Nova (1993) y la aplicabilidad del modelo extendido C-CASM en el material estudiado. La estabilización con cemento y su mejora en las propiedades de la resistencia al corte, mostraron que, la mezcla del suelo con un bajo contenido de cemento es una alternativa

viable tanto desde el punto de vista técnico como económico, pues se obtuvieron resultados satisfactorios.

Palabras clave: Suelos cementados artificialmente, cementación, ensayo de compresión triaxial, modelo C-CASM.

Abstract

Influence of cementation on the shear strength of a soil from the Colombian Orinoquia

An experimental work on the influence of cementation on the shear strength of a silt-clayey soil with a high content of sand was carried out. Cementation in the soil was artificially induced by incorporating Portland cement. The behavior of the soil and three different soil-cement mixtures was studied by means of unconfined compression and triaxial compression tests. The yield stress in isotropic compression, the shear strength and the initial stiffness increased due to the effect of cementation. In drained (CD) and undrained (CU) triaxial tests, the samples with a higher degree of cementation -isotropically consolidated at effective confining stress lower than the effective yield stress in isotropic compression ($\sigma'_c < p'_{c0}$)- exhibited states of stresses and strength above the critical state line (CSL). After crossing the peak strength, the stress paths tended towards the CSL, showing the degradation of the cementation during shear. As the cementation was increased, the soil became more brittle. At low confining pressures, a transition from a ductile/compressive behavior to a brittle/dilating one was observed as the increased cementation. However, as the confining stress was increased, the behavior exhibited a new transition to ductile/compressive. The yield surface of the uncemented material was adjusted with the advanced parameters n and r of the CASM model. As cementation (b) increased, the yield surface of cemented soil was enlarged, preserving the shape of the yield surface of the uncemented material. It allowed validation of the conceptual bases proposed by Gens & Nova (1993) and the applicability of the extended C-CASM model in the studied material. The stabilization with cement and the improvement in the properties of the shear resistance, showed that the mixture of the soil with a low cement content is a viable alternative both from the technical and economic point of view, since satisfactory results were obtained.

Keywords: Artificially cemented soils, cementation, triaxial compression test, C-CASM model.

Contenido

	Pág.
1. Comportamiento mecánico de suelos cementados.....	4
1.1 Proceso de endurecimiento de la mezcla suelo – cemento	4
1.2 Formación de la estructura y efecto de la degradación de la cementación	5
1.2.1 Formación de la estructura	6
1.2.2 Efecto de la degradación de la cementación.....	9
1.3 Propiedades de ingeniería de suelos con cementación inducida.....	12
1.3.1 Resistencia a la compresión inconfiada	12
1.3.2 Comportamiento en ensayos de compresión triaxial.....	18
2. Modelo constitutivo para suelos cementados	27
2.1 Mecánica de suelos del estado crítico.....	27
2.2 Modelo unificado para Arcilla y Arena CASM	29
2.3 Bases conceptuales para modelos constitutivos para suelos cementados.	32
3. Caracterización del suelo y procedimiento experimental	36
3.1 Selección de materiales y procedencia del suelo	37
3.1.1 Exploración y muestreo	38
3.1.2 Geología de la zona de estudio	40
3.2 Caracterización física y clasificación geotécnica	41
3.2.1 Distribución del tamaño de las partículas.....	42
3.2.2 Límites de Atterberg	43
3.3 Caracterización química.....	44
3.3.1 Difracción de rayos X (XRD).....	44
3.3.2 Fluorescencia de rayos X (XRF).....	45
3.4 Influencia del contenido de cemento en las propiedades del suelo	48
3.4.1 Compactación dinámica.....	48
3.4.2 Gravedad específica de las partículas sólidas de los suelos (Gs).....	49
3.5 Fabricación de probetas.....	50
3.5.1 Densidad seca de compactación	52
3.6 Determinación del tiempo de curado óptimo.....	53
3.7 Programa experimental	54
3.7.1 Ensayo de resistencia a la compresión inconfiada.....	55
3.7.2 Ensayo de compresión Triaxial.....	57
4. Resultados experimentales y análisis de resultados	61
4.1 Resultados de ensayos de resistencia a la compresión inconfiada	62
4.2 Resultados de ensayos de compresión triaxial.....	64
4.2.1 Influencia de la cementación en la compresión isotrópica.....	67

4.2.2	Influencia de la cementación en las trayectorias de esfuerzos efectivos – Triaxial CU	70
4.2.3	Influencia de la cementación en las relaciones esfuerzo deformación y respuesta del exceso de presión del agua de poros	76
4.2.4	Comportamiento en ensayos triaxiales consolidados drenados (CD)	90
4.2.5	Comparación del efecto de la cementación en el comportamiento del suelo en ensayos no Drenados (CU) y en ensayos drenados (CD).....	98
4.2.6	Influencia de la cementación en los parámetros de resistencia del suelo cementado	103
5.	Interpretación de los resultados experimentales utilizando el modelo C-CASM	107
5.1	Parámetros básicos CASM	109
5.2	Parámetros avanzados CASM – Forma de la superficie de cedencia	112
5.3	Parámetros del suelo cementado C-CASM.....	115
5.4	Validación de las superficies de cedencia del material cementado.	118
6.	Conclusiones y recomendaciones	123
6.1	Caracterización del material.....	123
6.2	Resultados experimentales y análisis de resultados	124
6.3	Interpretación de los resultados experimentales utilizando el modelo C-CASM	130
6.4	Importancia de la cementación y la resistencia al corte en la ingeniería práctica	131
6.5	Recomendaciones	132
	Bibliografía	135

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1-1: Imagen SEM de arcilla no cementada a 5000x, se observan partículas de arcilla planas y delgadas. Tomado de: Kamruzzaman et al. (2009)	8
Figura 1-2: Imagen SEM de arcilla cementada con 10% de cemento a 28 días de tiempo de curado, a 5000x, se observan grupos de partículas cementadas. Tomado de: Kamruzzaman et al. (2009)	8
Figura 1-3: Ensayo de consolidación en suelos artificialmente cementados. a) Curva de compresibilidad. b) Trayectoria de esfuerzos K_0 Tomado de Gens y Nova (1993).....	10
Figura 1-4: Imagen SEM en la banda de corte de una muestra de arcilla cementada con 10% de cemento a 28 de días de curado, con un esfuerzo de confinamiento de 1000 kPa, a 5000x, no se observan grupos de partículas después del corte. Tomado de: Kamruzzaman et al. (2009)	11
Figura 1-5: Imagen SEM fuera de la banda de corte de una muestra de arcilla cementada con 10% de cemento a 28 de días de curado, con un esfuerzo de confinamiento de 1000 kPa, a 5000x, se observan algunos grupos de partículas después del corte. Tomado de: Kamruzzaman et al. (2009)	12
Figura 1-6: Efecto del contenido de cemento en ensayos de compresión inconfiada de la arcilla de Ballina a un tiempo de curado de 28 días. Tomado de: Nguyen (2016).....	13
Figura 1-7: Efecto del tiempo de curado en ensayos de compresión inconfiada de la arcilla de Tokio a diferentes contenidos de cemento. Tomado de: Endo (1976) encontrado en: Nguyen (2016).....	15
Figura 1-8: Efecto del contenido de agua de remoldeo en ensayos de compresión inconfiada de la arcilla de Bangkok cementada con un 10% de cemento, con un límite líquido de 103%. Tomado de: Lorenzo y Bergado (2006).....	16
Figura 1-9: Efecto del tipo de suelo en ensayos de compresión inconfiada en arcillas de Singapur cementadas con 20% de cemento. Tomado de Tan et al. (2002).....	17
Figura 1-10: resultados de ensayos de compresibilidad isotrópica en la arcilla cementada de Ballina con diferentes contenidos de cemento en el plano e vs $\log(p')$ tomado de (Nguyen, 2016).....	20
Figura 1-11: Trayectorias de esfuerzos efectivos en ensayos de compresión triaxial CU, en la arcilla de Ariake cementada con 6% de cemento. Tomado de: Horpibulsuk et al. (2004).....	21
Figura 1-12: Efecto de la cementación en el esfuerzo desviador vs deformación cortante en ensayos de compresión triaxial CU, en la arcilla de Ariake cementada con 9% de cemento. Tomado de: Horpibulsuk et al., 2004).	23

Figura 1-13: Efecto de la cementación en el esfuerzo desviador vs deformación cortante en ensayos de compresión triaxial CU, en la arcilla de Ariake cementada con 6% de cemento. Tomado de: Horpibulsuk et al., 2004).	24
Figura 1-14: Resultados de ensayos de compresión triaxial en una caliza oolítica blanda de alta porosidad. a) Esfuerzo desviador vs deformación axial. b) deformación volumétrica vs deformación axial. Tomado de: Gens y Nova (1993)	24
Figura 1-15: Efecto de la cementación en el comportamiento del exceso de presión de poros vs deformación axial, en ensayos de compresión triaxial CU, en la arcilla marina de Singapore cementada con 10, 30 y 50 % de cemento. Tomado de: (Kamruzzaman et al., 2009).	26
Figura 1-16: Efecto del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento del exceso del esfuerzo desviador vs deformación axial, en ensayos de compresión triaxial CU, en la arcilla marina de Singapore cementada con 50 % de cemento. Tomado de: (Kamruzzaman et al., 2009).	26
Figura 2-1: Concepto del estado crítico Tomado de: Yu, (2006).	28
Figura 2-2: Definición del parámetro de estado, constantes del estado crítico y parámetro de estado de referencia. Tomado de: Yu, (1998).	30
Figura 2-3: Plano de compresión incluyendo líneas de referencias (Línea de compresión isotrópica, ICL; Línea del estado crítico, CSL) y superficie de cedencia en el plano triaxial. Tomado de: Rios et al. (2016).	33
Figura 3-1: Localización de la exploración realizada. Adaptado de: Google Earth.	38
Figura 3-2: a) Obtención de muestras en bloque, b) Perfil del suelo encontrado, c) Morfología de la zona de exploración.	39
Figura 3-3: a) Geología de la zona de estudio, Mapa geológico – Plancha 233 Orocué Adaptado de: Ingeominas y UIS (2010).	41
Figura 3-4: Curva granulométrica obtenida del material estudiado.	43
Figura 3-5: Carta de plasticidad de Casagrande y límites de Atterberg obtenidos del material estudiado.	44
Figura 3-6: Curvas de compactación dinámica, suelo base (sin cemento), mezclas de suelo-cemento con contenidos de cemento de 2, 5 y 8%:	49
Figura 3-7: Variación en la gravedad específica de sólidos por la adición de cemento.	50
Figura 3-8: a) Molde de compactación; b) Proceso de compactación estática; c) Muestra compactada y desmoldada.	52
Figura 3-9: Resultados de los ensayos de resistencia a la compresión inconfiada contenidos de cemento 8% a diferentes tiempos de curado.	54
Figura 3-10: Equipo Humboldt Master Loader HM – 3000 utilizado.	56
Figura 3-11: Diagrama esquemático del equipo triaxial utilizado. Adaptado de: UNAL (2021)	58
Figura 3-12: Proceso de montaje de la muestra en el equipo triaxial, a) muestra sobre la base con piedras porosas superior e inferior, papel filtro superior, lateral e inferior; b) muestra sellada con membrana, bloque de carga y línea de drenaje instalada; c) cámara triaxial ensamblada.	59

Figura 4-1: Resultados de los ensayos de resistencia a la compresión inconfiada con diferentes contenidos de cemento (0%, 2%, 5% y 8%).....	63
Figura 4-2: Resultados de los ensayos de compresión isotrónica con diferentes contenidos de cemento (0%, 2%, 5% y 8%).....	68
Figura 4-3: Resultados de los ensayos de compresión isotrónica con diferentes contenidos de cemento (0%, 2%, 5% y 8%). Relación de vacíos normalizada con la relación de vacíos inicial.....	68
Figura 4-4: Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU para el material no cementado (0%).....	70
Figura 4-5: Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU para el material cementado con 2% de cemento.....	72
Figura 4-6: Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU para el material cementado con 5% de cemento.....	72
Figura 4-7: Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU para el material cementado con 8% de cemento.....	73
Figura 4-8: Líneas de estado crítico para el suelo no cementado y el suelo cementado con 2%, 5% y 8% de cemento. Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU a 450 kPa de esfuerzo de confinamiento.....	74
Figura 4-9: Relaciones esfuerzo-deformación (a) y respuesta del exceso de presión (b) de poros en triaxial CU, para el material no cementado (0%) y con 8% de cemento.	77
Figura 4-10: Relaciones esfuerzo-deformación (a) y respuesta del exceso de presión de poros (b) en triaxial CU para el material cementado con 5% de cemento.....	79
Figura 4-11: Relaciones esfuerzo-deformación (a) y respuesta del exceso de presión (b) de poros en triaxial CU, para la arcilla de Ariake no cementada y con 9% de cemento. Tomado de: Horpibulsuk et al., (2004).....	80
Figura 4-12: Relaciones esfuerzo-deformación (a) y respuesta del exceso de presión de poros (b) en triaxial CU para el material cementado con 2% de cemento.....	82
Figura 4-13: Efecto de la cementación en la resistencia al corte pico del suelo cementado a diferentes porcentajes de cemento en condición triaxial consolidado -no drenado CU.....	83
Figura 4-14: Esfuerzo desviador pico normalizado con el esfuerzo efectivo de consolidación (q_{pico}/σ'_c) vs la relación de mezcla (e_{ot}/A_w).	85
Figura 4-15: Relación entre la constante A y el esfuerzo efectivo de consolidación (σ'_c).	85
Figura 4-16: a) Esfuerzo desviador pico normalizado con el esfuerzo efectivo de consolidación (q_{pico}/σ'_c) vs la relación de mezcla (e_{ot}/A_w), b) Relación entre la constante A y el esfuerzo efectivo de consolidación (σ'_c), en la arcilla cementada de Bangkok. Tomado de: Lorenzo y Bergado (2006).	86
Figura 4-17: Influencia de la cementación en el máximo exceso de presión de poros... ..	87
Figura 4-18: Influencia de la cementación en la fragilidad del suelo.	89
Figura 4-19: Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CD, (a) material no cementado - 0%; (b) material cementado con 2%; (c) con 5%; (d) con 8%.	91

Figura 4-20: Relaciones esfuerzo desviador-def. axial y deformación volumétrica – def. axial en triaxial CD, (a1 y a2) material no cementado; (b1 y b2) material con 2% de cemento.	92
Figura 4-21: Relaciones esfuerzo desviador-deformación axial y deformación volumétrica – deformación axial en triaxial CD, (a) material cementado con 5% de cemento; (b) material cementado con 8% de cemento.	94
Figura 4-22: Comportamiento durante la falla en condición triaxial drenado – Material con 5% de cemento. (a) Esfuerzo de consolidación: 150 kPa, (b) Esfuerzo de consolidación 450 kPa.....	96
Figura 4-23: Ensayo triaxial CD en dos materiales naturalmente estructurados isotrópicamente consolidados, Recuperado de: Leroueil y Vaughan (1990). a1 y a2) Relaciones q-def axial y def vol – def axial para la Arcilla de Saint Vallier (Lefebvre, 1970) b1 y b2) Relaciones q-def axial y def vol – def axial para una caliza oolítica blanda de alta porosidad (Elliot y Brown, 1985)	98
Figura 4-24: (a1 y a2) Efecto de la cementación en las relaciones esfuerzo-deformación en la respuesta del exceso de presión poros en triaxial CU con $\sigma'_c = 150$ kPa, (b1 y b2) , efecto de la cementación en las relaciones esfuerzo-deformación y en la deformación volumétrica en triaxial CD con $\sigma'_c = 150$ kPa.	99
Figura 4-25: Comportamiento durante la falla en condición triaxial no drenado (CU) consolidado a 300 kPa. (a) Material no cementado – 0%, (b) Material con 8% de cemento.	100
Figura 4-26: relaciones esfuerzo-deformación y respuesta del exceso de presión poros en triaxial CU con $\sigma'_c = 100$ kPa en la arcilla de Bangkok. (a) esfuerzo vs deformación, (b) exceso de presión del agua de poros vs deformación.....	102
Figura 4-27: Envolvente de resistencia pico, en ensayos CU y CD	104
Figura 4-28: Variación de los parámetros de resistencia al corte con el contenido de cemento; a) Cohesión efectiva c' ; b) Ángulo de resistencia al corte efectivo Φ'	106
Figura 5-1: Obtención de los parámetros básicos del modelo en un ensayo de compresión isotrópica y trayectorias de esfuerzos en falla drenada y no drenada.	109
Figura 5-2: Relación de esfuerzo vs dilatación en ensayos triaxiales drenados (CD) para el material no cementado y formulación de Rowe (1962).	111
Figura 5-3: Calibración de la forma de la superficie de cedencia del modelo CASM, a partir de ensayos triaxiales no drenados.	114
Figura 5-4: Calibración de superficie de cedencia (CASM), para la arena limosa de Porto. Tomado de: Rios et al. (2016).	114
Figura 5-5: Determinación del esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica del material cementado ($p'c$) a partir de ensayos de consolidación unidimensional en trayectoria K_0	117
Figura 5-6: Superficie de cedencia para el material con 5% de cemento y localización de los esfuerzos de cedencia en triaxial CU y CD.	119
Figura 5-7: Superficie de cedencia para el material con 8% de cemento y localización de los esfuerzos de cedencia en triaxial CU y CD.	119

- Figura 5-8:** Superficie de cedencia para el material con 5% y 8% de cemento y localización de los esfuerzos de cedencia en triaxial CU y CD.120
- Figura 5-9:** Superficies de cedencia para la arcilla cementada de Bangkok a diferentes relaciones de mezcla (e_0t/A_w) obtenida a partir de ensayos triaxiales CD a diferentes relaciones de esfuerzo constante (η). Tomado de: Bergado et al., (2006).121

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1-1: Propiedades físicas y químicas de tres tipos de arcillas blandas de Singapur. Adaptado de Tan et al. (2002).....	18
Tabla 3-1: Perfil y descripción visual del suelo encontrado.....	40
Tabla 3-2: Resultados de ensayos de laboratorio para la caracterización y clasificación del material.	42
Tabla 3-3: Concentración de minerales en el material estudiado – Ensayo de difracción de rayos X (XRD).....	45
Tabla 3-4: Concentración de elementos y compuestos químicos en el material estudiado – Ensayo de fluorescencia de rayos X (XRF).....	47
Tabla 3-5: Mezclas de suelo-cemento realizadas.....	51
Tabla 3-6: Programa experimental, UCS: Resistencia a la Compresión Inconfinada, CU: Ensayo de compresión triaxial Consolidado No Drenado, CD: Ensayo de compresión triaxial Consolidado No Drenado.....	55
Tabla 4-1: Resumen de los resultados de los ensayos de compresión inconfinada.....	63
Tabla 4-2: Resumen de los resultados de los ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU).	65
Tabla 4-3: Resumen de los resultados de los ensayos triaxiales consolidados drenados (CD).....	66
Tabla 4-4: relación e_{ot}/A_w para las diferentes mezclas estudiadas.	67
Tabla 4-5: Parámetros de la línea del estado crítico.....	75
Tabla 4-6: Parámetros efectivos de resistencia obtenidos de los ensayos triaxiales no drenados (CU) y drenados (CD).....	105
Tabla 5-1: Descripción de los parámetros para el modelo cementado C-CASM.....	108
Tabla 5-2: Descripción de las variables de historia del modelo cementado C-CASM. ..	108
Tabla 5-3: Parámetros del modelo CASM para el material no cementado, comparado con otros materiales.	115
Tabla 5-4: Determinación de p'_c a partir de ensayos de consolidación unidimensional en trayectorias K_0	117
Tabla 5-5: Parámetros cementados del modelo C-CASM, variables de estado del modelo y valores iniciales.....	118

Introducción

La localización de algunas poblaciones en regiones con suelos no apropiados y alejadas de buenas fuentes de materiales ha generado que tanto la construcción de vías, edificaciones y en general cualquier tipo de infraestructura, sea insostenible principalmente desde el punto de vista económico. Ejemplo de esto es el caso de la región de la Orinoquía colombiana, donde la principal fuente de materiales para construcción es el lecho de los ríos, particularmente en la zona del piedemonte donde se extraen agregados pétreos y arena. Sin embargo, gran parte de la región se encuentra muy alejada de dichas fuentes de materiales, por lo que la población local ha recurrido al uso de los grandes depósitos de suelos limo-arcillosos presentes en la zona, para conformar estructuras de pavimento y terraplenes en sus vías de acceso.

No obstante, en épocas de altas precipitaciones dichas estructuras colapsan dificultando e incluso impidiendo la movilidad. Para manejar este problema existen diferentes opciones, como: reemplazar el suelo inapropiado por uno de mejor competencia mecánica o realizar un mejoramiento del suelo por compactación o mediante la inclusión de geo-sintéticos, o bien, mezclándolo con otros materiales como cal, cemento, yeso, polímeros y otros productos químicos (García Toro, 2019).

El mejoramiento del suelo mediante la adición de cemento ha sido exitosamente utilizado en estructuras de pavimentos, terraplenes y cimentaciones, así como en la estabilización del fondo de excavaciones, en la conformación de muros de contención en depósitos de arcilla blanda y para evitar la licuación en suelos arenosos sueltos (Chai & Carter, 2011).

La estabilización con cemento es particularmente adecuada en suelos granulares y suelos arcillosos con bajo índice de plasticidad (Muhunthan & Sariosseiri, 2008). Debido a la reacción química entre el cemento y el suelo las propiedades del material se mejoran, pues la tarea estabilizadora de estos aditivos se basa principalmente en aportar cementación lo que genera resistencia a la tracción y cohesión al material (Gens & Nova, 1993), varios

estudios también han mostrado como se mejora la rigidez y se controlan las deformaciones, sin embargo, debido a la cementación el suelo se vuelve más frágil en comparación con el suelo no cementado o desestructurado (Nguyen, 2016).

Por estas razones, se ha generado la necesidad de estudiar el efecto de la cementación en la resistencia al corte de un suelo proveniente de la Orinoquía colombiana, particularmente de una cantera del municipio de Orocué – Casanare donde se extrae el material con el que se conforma la vía Orocué – Yopal. El material muestreado es un limo arcilloso con alto contenido de arena y fue mezclado con distintos contenidos de cemento Portland buscando inducir y controlar la cementación.

En el presente trabajo se presenta la caracterización física y química del material base, así como la caracterización mecánica de diferentes mezclas de suelo - cemento mediante ensayos de compresión triaxial (drenados y no drenados). Se observó el efecto de la cementación en las curvas de compresión isotrópica, en las relaciones esfuerzo-deformación, en las trayectorias de esfuerzos efectivos, en el exceso de presión de poros, en el cambio de volumen durante corte y en general en la resistencia al corte. Los resultados fueron analizados y se evaluó la aplicabilidad de un modelo constitutivo para suelos cementados en este material.

El trabajo se organizó en seis capítulos. El capítulo 1 presenta el comportamiento mecánico de suelos cementados, incluyendo el proceso de endurecimiento de la mezcla suelo-cemento, la formación de la estructura, el efecto de la degradación de la cementación y las propiedades de ingeniería de suelos con cementación inducida.

En el capítulo 2 se presentan los modelos constitutivos, en el cual se hace una revisión de la mecánica de suelos del estado crítico, el modelo Cam Clay Modificado, el modelo unificado para Arcilla y Arena CASM y las bases conceptuales y modelos constitutivos para suelos cementados.

La caracterización del suelo y el procedimiento experimental se presenta en el capítulo 3, donde se incluye, la selección de materiales y la procedencia del suelo, la caracterización física y geotécnica, la caracterización química, la influencia del contenido de cemento en

las propiedades del suelo, la determinación del tiempo de curado óptimo, el procedimiento para la fabricación de probetas y el programa experimental.

El capítulo 4 presenta los resultados experimentales y la influencia de la cementación en la resistencia al corte, donde se muestran los resultados de los ensayos de compresión confinada, compresión triaxial y el análisis de resultados.

En el capítulo 5 se realiza la interpretación de los resultados experimentales utilizando el modelo C-CASM, mediante la calibración de los parámetros del modelo CASM, los parámetros del suelo cementado C-CASM y la validación de las superficies de cedencia del material cementado.

Finalmente, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones del trabajo realizado.

Objetivo general

Evaluar el efecto de la cementación en el comportamiento de la resistencia al corte de un suelo de la Orinoquía colombiana utilizando ensayos triaxiales.

Objetivos específicos

- Caracterizar el comportamiento del suelo en ensayos triaxiales consolidados no drenados y drenados bajo diferentes presiones de confinamiento y contenidos de cemento.
- Determinar el efecto de la cementación en el esfuerzo de cedencia en ensayos de compresión isotrópica.
- Identificar el efecto de la degradación de la cementación durante procesos de corte y compresión isotrópica.

1. Comportamiento mecánico de suelos cementados

La estabilización con cemento es particularmente adecuada en suelos granulares y suelos arcillosos con bajo índice de plasticidad (Muhunthan & Sariosseiri, 2008). Debido a la reacción química entre el cemento y el suelo las propiedades del material se mejoran, pues la tarea estabilizadora de estos aditivos se basa principalmente en aportar cementación lo que genera resistencia a la tracción y cohesión al material (Gens & Nova, 1993). Varios estudios también han mostrado como se mejora la rigidez y se controlan las deformaciones, sin embargo, debido a la cementación el suelo se vuelve más frágil en comparación con el suelo no cementado o desestructurado (Nguyen, 2016).

Se ha observado que el comportamiento de un suelo cementado es similar al del suelo sobreconsolidado (Bergado et al., 1996), pues los efectos del nivel e historia de esfuerzos y deformaciones sobre la rigidez y la resistencia, se modifican por la presencia del cemento (Rios et al., 2016). También se ha mostrado que a bajos esfuerzos de confinamiento, suelos no cementados que endurecen por deformación, al agregar cemento, se transforman en materiales que ablandan por deformación (Porbaha et al., 2000).

Dado que el enfoque principal de este estudio es la resistencia al corte de suelos cementados, en las siguientes secciones se revisa y discute el comportamiento mecánico y las propiedades de ingeniería de los suelos cementados y su respectiva comparación con el suelo original.

1.1 Proceso de endurecimiento de la mezcla suelo – cemento

Según Parboha (1998), los aditivos estabilizadores o cementantes, se pueden mezclar con el suelo en forma seca o en suspensión. Las mejoras en el material se deben

principalmente a la interacción química entre el cemento y el suelo. En el proceso de mezclar un cementante con suelo existen tres reacciones principales, ellas son:

- Proceso de hidratación del cementante.
- Intercambio iónico o floculación.
- Reacción puzolánica.

Lorenzo y Bergado (2006) mostraron que al mezclar el cemento con el agua de los poros del suelo, rápidamente comienza el proceso de hidratación, formando productos cementantes primarios como silicatos de calcio hidratados, aluminatos de calcio hidratados, y cal hidratada. Los silicatos y aluminatos tienen las mayores incidencias en el comportamiento del material pues son los principales productos cementantes y proporcionan estructura a la matriz del suelo (Prusinski & Bhattacharja, 1999). Durante el endurecimiento las partículas de cemento interactúan entre sí para formar una matriz endurecida que recubre las partículas del suelo, lo que en consecuencia mejora la resistencia (Bergado et al., 1996).

El segundo proceso implica el intercambio catiónico que produce la floculación de las partículas finas del suelo, formando una partícula más grande, los silicatos de calcio hidratados y aluminatos de calcio hidratados sirven como puentes y proporcionan un enlace o unión entre las partículas a través de la cementación (Prusinski & Bhattacharja, 1999). Además, estos productos cementantes dan como resultado la disociación de iones de calcio que luego reaccionan con la sílice y la alúmina en el suelo y generan productos cementantes secundarios a partir de reacciones puzolánicas, esta cementación secundaria estabiliza el suelo y aumenta la resistencia del suelo con el tiempo (Lorenzo & Bergado, 2006).

1.2 Formación de la estructura y efecto de la degradación de la cementación

La adición de cemento tiene como objetivo mejorar las propiedades del suelo, aportando mayor resistencia y reduciendo las características de compresibilidad. Durante el proceso de endurecimiento se forma la estructura, la cual resulta en una matriz de suelo-cemento más fuerte y con mayor unión o enlace “bonding” entre partículas denominada cementación

(Mitchell & Soga, 2005), con el paso del tiempo se obtiene un aumento de la resistencia del suelo.

El efecto de la cementación en la resistencia depende principalmente de factores como el contenido de cemento, el contenido de agua, el tiempo de curado y la mineralogía del suelo base (Nguyen, 2016). Además, cuando el suelo cementado es sometido a procesos de carga o descarga se pueden observar distintos modos de cedencia “yield” (Leroueil & Vaughan, 1990). Luego de que el suelo alcanza la cedencia, se genera gradualmente la degradación de la cementación debido a la rotura de los enlaces de cementación, provocando micro y macro fisuras.

Para la implementación de modelos constitutivos en estos materiales es importante involucrar el efecto de la cementación y su degradación en función del aumento de las deformaciones plásticas (Gens & Nova, 1993). A continuación, se describe el proceso de formación de la estructura y la degradación de la cementación durante etapas de corte y compresión isotrópica.

1.2.1 Formación de la estructura

Mitchell y Soga (2005) definieron que la estructura del suelo consta de dos componentes: la fábrica y la cementación “bonding”. La fábrica se refiere a la disposición de las partículas del suelo mientras que la cementación a las fuerzas que unen las partículas del suelo. Dada la variedad de las posibles fábricas del suelo y los muchos sistemas de fuerzas entre partículas, el potencial de posibles estructuras del suelo es casi ilimitado.

La estructura tiene influencia en las propiedades mecánicas de un suelo, pues dependiendo del tipo de estructura y del tipo de suelo, el efecto de la estructura puede tener la misma importancia que la de la relación de vacíos y el estado de esfuerzos inicial (Mitchell & Soga, 2005). En este sentido, la estructura se refiere a las diferencias entre la relación de vacíos actual y el esfuerzo efectivo del suelo estructurado respecto a su estado desestructurado, dicho de otro modo, para un mismo nivel de esfuerzos los suelos estructurados pueden sostener una relación de vacíos superior a la de su equivalente reconstituido (Burland, 1990; Leroueil & Vaughan, 1990).

En los suelos cementados artificialmente la cementación es producto de las reacciones químicas entre el cemento y las partículas del suelo, a la vez que grandes grupos de partículas forman una estructura fuertemente cementada dentro de la matriz del suelo. Por su parte, la cementación en suelos naturalmente cementados es generada por procesos geológicos lo que genera que estos suelos sean anisotrópicos (Huang & Airey, 1998). Sin embargo, según Suebsuk et al. (2010) el grado de anisotropía en los suelos naturalmente cementados se reduce producto de la degradación de la cementación.

Los suelos cementados naturalmente tienen propiedades muy variables y es difícil estudiar su comportamiento sin alterar la cementación; es por esto que muchos investigadores utilizan suelos cementados artificialmente en sus estudios pues las propiedades de los suelos artificialmente cementados son comparables a las de los suelos naturalmente cementados (Huang & Airey, 1998), además los suelos cementados artificialmente pueden considerarse razonablemente isotrópicos (Suebsuk et al., 2010).

Kamruzzaman et al. (2009) estudiaron la arcilla marina de Singapore, cementada con diferentes contenidos de cemento. Mediante el análisis de imágenes del microscopio electrónico de barrido (SEM) observaron la formación de la estructura debido a la cementación (estructuración) y el proceso de la desestructuración por causa de la degradación de la cementación. La Figura 1-1 muestra la arcilla no cementada donde se observan partículas de arcilla delgadas y planas que se extienden sobre una gran área, exhibiendo un tipo de microestructura abierta. Por otro lado, la Figura 1-2 muestra la arcilla cementada con 10% de cemento y 28 días de tiempo de curado, donde se evidenció una estructura floculada con grandes grupos de partículas cementadas intercalados por grandes aberturas. También se observó que la estructura floculada se hace más evidente con el aumento del contenido de cemento mientras que la estructura laminar se presenta en menor medida.

Figura 1-1: Imagen SEM de arcilla no cementada a 5000x, se observan partículas de arcilla planas y delgadas. Tomado de: Kamruzzaman et al. (2009)

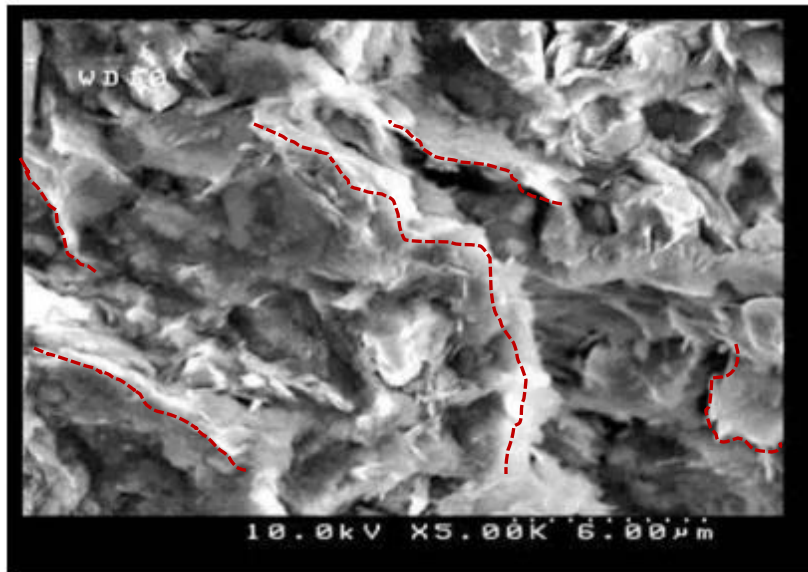
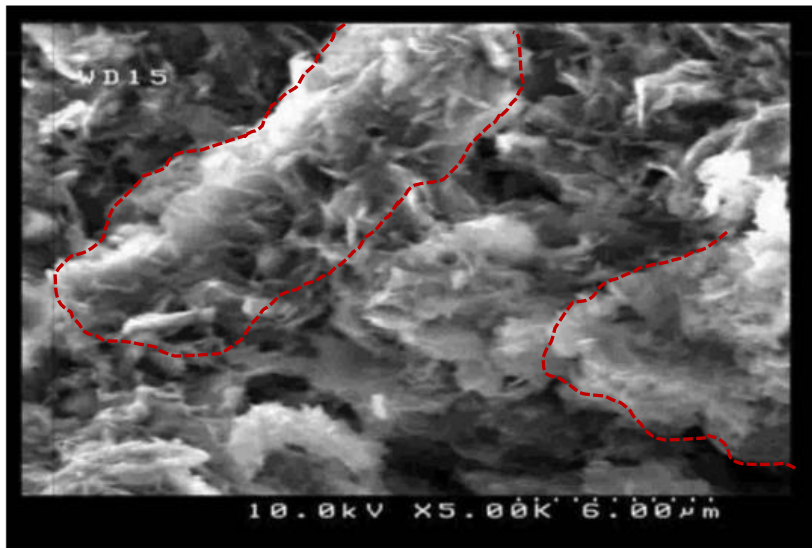


Figura 1-2: Imagen SEM de arcilla cementada con 10% de cemento a 28 días de tiempo de curado, a 5000x, se observan grupos de partículas cementadas. Tomado de: Kamruzzaman et al. (2009)



1.2.2 Efecto de la degradación de la cementación

Según lo expuesto por Leroueil y Vaughan (1990), se han observado patrones similares en el comportamiento de materiales estructurados naturalmente como suelos residuales, arcillas duras, arenas envejecidas, rocas blandas y meteorizadas, así como en suelos cementados artificialmente y arenas inyectadas; de hecho, estos patrones se han observado incluso en arcillas blandas naturales.

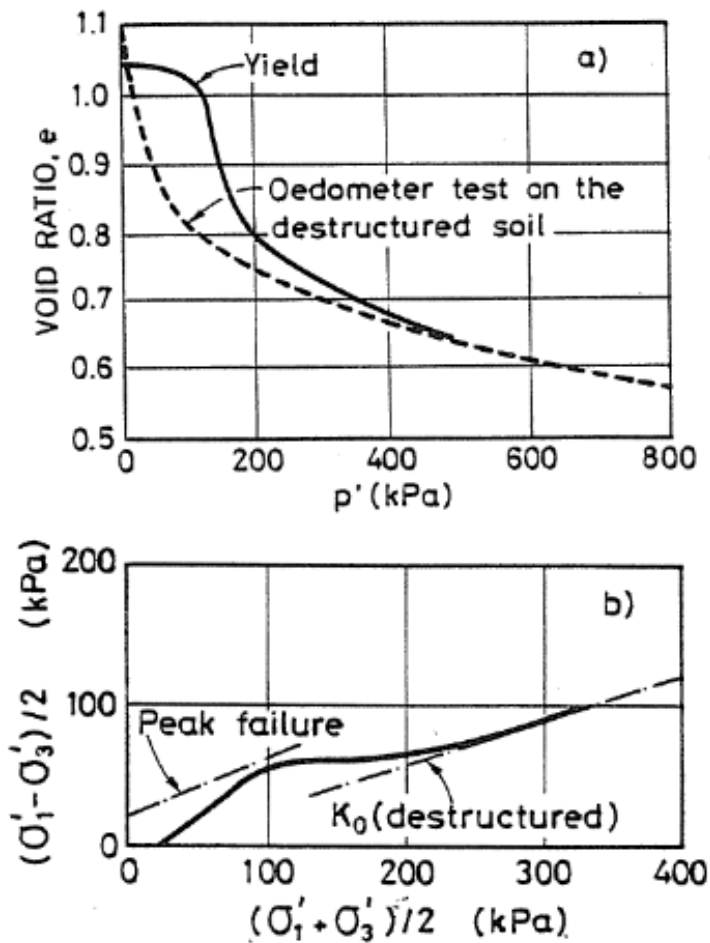
Una de las características más importantes del comportamiento de estos materiales es la cedencia, la cual se manifiesta cuando el material deja de comportarse elásticamente y se da inicio a el comportamiento elastoplástico. Los puntos o esfuerzos de cedencia, generalmente se pueden determinar experimentalmente con bastante precisión. Después de la cedencia, y producto de las deformaciones plásticas inicia la degradación gradual de la cementación, este proceso de degradación puede observarse en la consolidación isotrópica, en el corte en ensayos triaxiales o en la compresión mediante ensayos edométricos (ver Figura 1-3).

Según se observa en la Figura 1-3 a) las curvas de consolidación muestran en general un punto de cedencia y, después de la cedencia, tienden a converger hacia las curvas de compresibilidad para el material no estructurado o no cementado producto de la desestructuración o degradación de la cementación del material. Las trayectorias de esfuerzos K_0 para los materiales cementados también tienden hacia las trayectorias de esfuerzo K_0 del suelo no estructurado equivalente (Figura 1-3 b).

Según lo estudiado por Kamruzzaman et al. (2009), si durante la etapa de consolidación isotrópica se supera la superficie de cedencia inicial del suelo cementado, ocurren deformaciones plásticas asociadas con la degradación de la cementación (ruptura de enlaces) así como cambios importantes en la relación de vacíos. Durante esta etapa, grandes grupos de partículas cementadas colapsan reduciendo gradualmente la relación de vacíos y el volumen de vacíos en los poros, por lo tanto, la compresibilidad del suelo cementado depende principalmente de la fábrica o disposición de los grupos de partículas de suelo-cemento que no pudieron ser destruidos durante la compresión isotrópica. Además, durante la consolidación isotrópica, los grupos de partículas del suelo son reorganizados, acercados y comprimidos, produciendo un aumento en la resistencia.

Durante la etapa de corte, Kolovos et al. (2013) evidenciaron que las fuerzas de corte entre las partículas vencen la resistencia local y desarrollan microgrietas, a su vez, hay una reducción gradual de la fuerza de los enlaces de las partículas cementadas. Las microgrietas continúan extendiéndose hasta el punto de encontrarse con otras microgrietas generando grietas más grandes o macrogrietas y finalmente una superficie de falla. A medida que se aumenta la carga y la deformación, las macrogrietas alcanzan el borde de la muestra conduciendo a la falla.

Figura 1-3: Ensayo de consolidación en suelos artificialmente cementados. a) Curva de compresibilidad. b) Trayectoria de esfuerzos K_0 Tomado de Gens y Nova (1993)



Kamruzzaman et al. (2009) también estudiaron la degradación de la cementación cuando la muestra durante la consolidación es cargada superando el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica, generando deformaciones plásticas cortantes. La Figura 1-4 muestra una imagen SEM en la banda de corte después de la falla en un ensayo de

compresión triaxial a un esfuerzo de confinamiento de 1000 kPa, en esta imagen no es evidente la presencia de grupos de partículas cementadas después del corte, sin embargo, la Figura 1-5 muestra la presencia de algunos grupos pequeños fuera de la banda de corte. Por lo que se ha concluido que no todos los grupos de partículas cementadas se destruyeron durante el proceso de desestructuración en la etapa de consolidación isotrópica, indicando que en la etapa de corte aún se requería de un esfuerzo adicional para su completa rotura.

Figura 1-4: Imagen SEM en la banda de corte de una muestra de arcilla cementada con 10% de cemento a 28 de días de curado, con un esfuerzo de confinamiento de 1000 kPa, a 5000x, no se observan grupos de partículas después del corte. Tomado de:

Kamruzzaman et al. (2009)

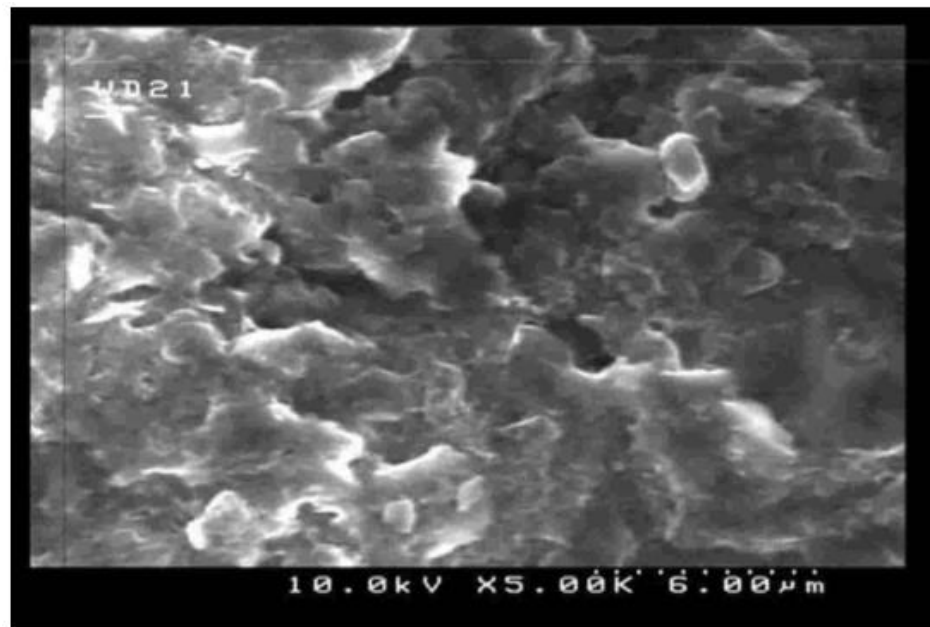
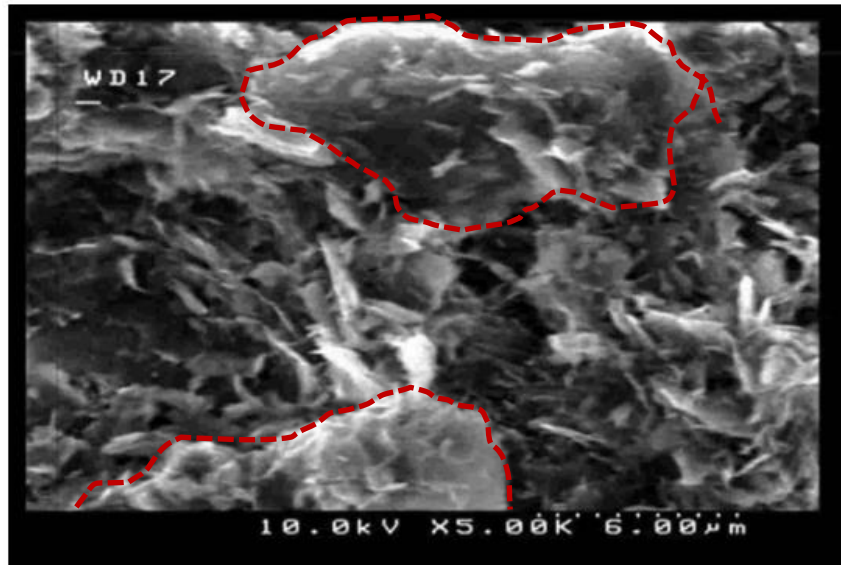


Figura 1-5: Imagen SEM fuera de la banda de corte de una muestra de arcilla cementada con 10% de cemento a 28 de días de curado, con un esfuerzo de confinamiento de 1000 kPa, a 5000x, se observan algunos grupos de partículas después del corte. Tomado de: Kamruzzaman et al. (2009)



1.3 Propiedades de ingeniería de suelos con cementación inducida

En esta sección se revisan las propiedades de ingeniería de los suelos cementados, particularmente las asociadas a la resistencia, a saber, la resistencia a la compresión inconfiada y el comportamiento en compresión triaxial. También se discute sobre como el contenido de cemento, el contenido de agua, el tipo de suelo y el tiempo de curado afectan la resistencia.

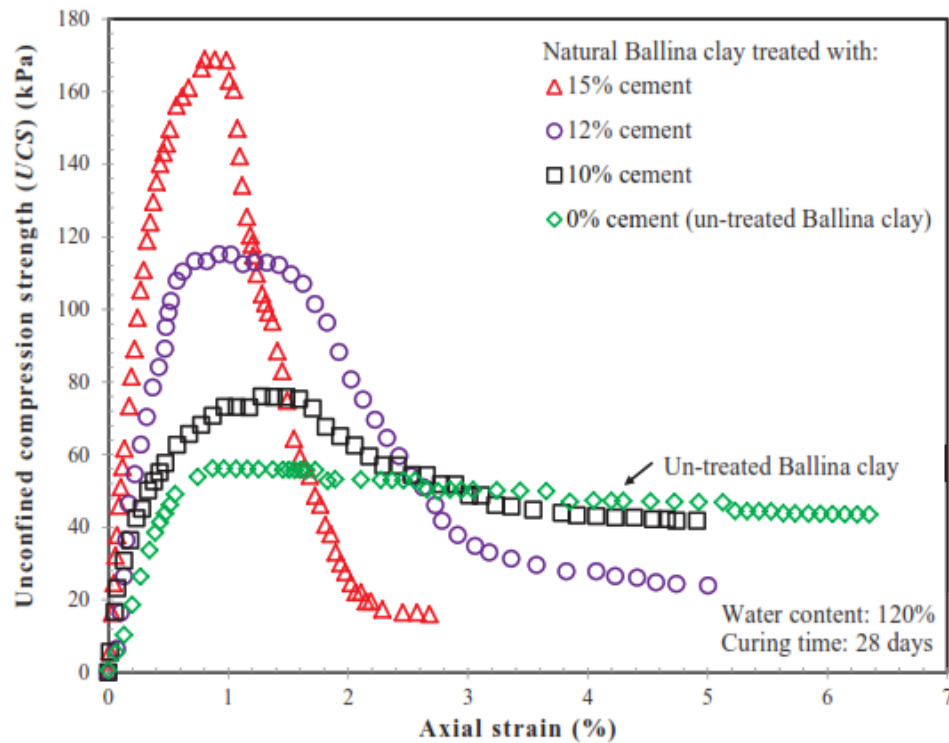
1.3.1 Resistencia a la compresión inconfiada

El ensayo de compresión inconfiada es uno de lo más comunes en la práctica de la ingeniería geotécnica, pues se utiliza para estimar rápidamente la resistencia al corte no drenado del suelo en una condición sin confinamiento. En este ensayo, el esfuerzo principal menor total es igual a cero ($\sigma_3 = 0$), y la resistencia a la compresión inconfiada corresponde con el esfuerzo axial total que a su vez es el esfuerzo principal mayor total ($q_u = \sigma_1$).

Efecto del contenido de cemento

Debido al efecto de la cementación, la resistencia máxima a la compresión inconfiada aumenta con respecto a la del suelo no cementado. Nguyen (2016), realizó los ensayos de compresión inconfiada mostrados en la Figura 1-6, en la arcilla de Ballina con un contenido de cemento que varía entre 0% y 15%. La resistencia a la compresión inconfiada de la arcilla cementada aumenta significativamente en comparación con la arcilla no cementada. Cuando la arcilla tiene un alto contenido de cemento, exhibe un pico de resistencia; al superarse este pico, la resistencia cae abruptamente hasta un valor residual aproximadamente constante, obsérvese que el valor residual es cada vez menor según se aumenta el contenido de cemento, lo que implica un aumento en la fragilidad, este comportamiento es consistente con varios estudios de otros investigadores (Uddin et al., 1997).

Figura 1-6: Efecto del contenido de cemento en ensayos de compresión inconfiada de la arcilla de Ballina a un tiempo de curado de 28 días. Tomado de: Nguyen (2016).

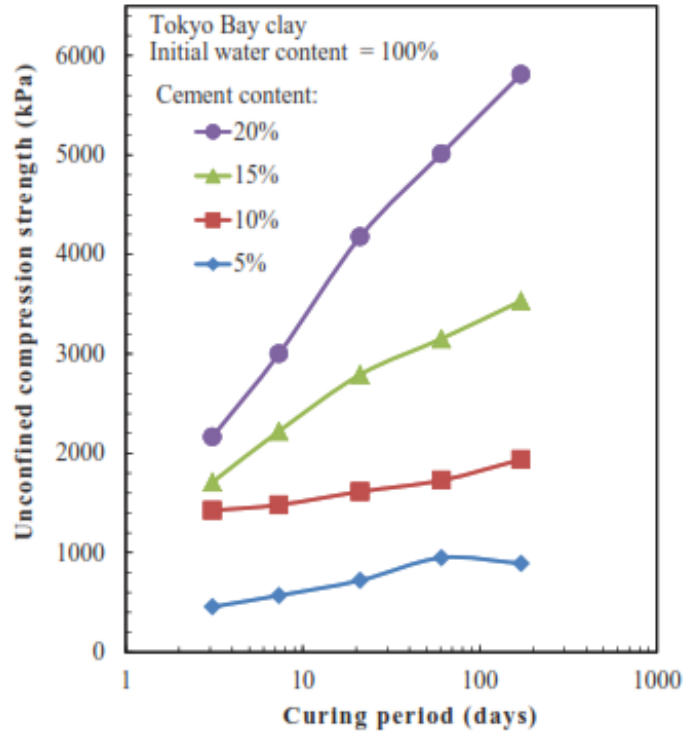


En general el comportamiento del suelo tratado con cemento indica un comportamiento frágil dada la reducción de la resistencia en el estado post-pico, lo cual es típico de un material que ablanda por deformación como lo sugieren Panda y Narasimha Rao (1998). Por el contrario, el comportamiento de la muestra no cementada, se aproxima al de un material que endurece por deformación.

Efecto del tiempo de curado

El tiempo de curado tiene una gran incidencia en el desarrollo de la resistencia a la compresión confinada, pues desde los primeros momentos del inicio del proceso de hidratación del cemento comienza a generarse la cementación, posteriormente transcurridas unas semanas o incluso meses, dependiendo de la disponibilidad de agua y el tipo de suelo, las reacciones puzolánicas pueden conducir a aumentos en la resistencia (Uddin et al., 1997). La tasa de aumento de la resistencia al corte debido al tiempo de curado varía según el contenido de cemento, la Figura 1-7 muestra algunos ensayos de compresión confinada realizados por Endo (1976) en la arcilla de Tokio tratada con cemento en porcentajes que varían entre 5 y 20. Se observa la evolución de la resistencia con el tiempo, donde el suelo con bajo contenido de cemento estabiliza su resistencia en periodos de tiempo más cortos, pues las reacciones puzolánicas son menores comparadas con las del suelo con mayor cemento disponible.

Figura 1-7: Efecto del tiempo de curado en ensayos de compresión inconfiada de la arcilla de Tokio a diferentes contenidos de cemento. Tomado de: Endo (1976) encontrado en: Nguyen (2016).



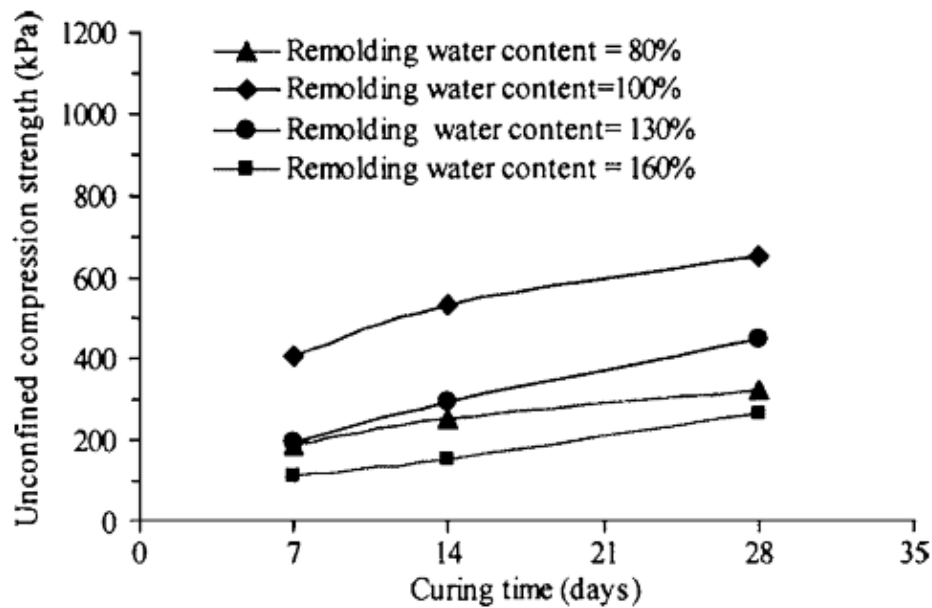
Efecto del contenido de agua

En general, Uddin et al. (1997) y Porbaha et al. (2000) encontraron que un aumento en el contenido de agua en la mezcla suelo-cemento, produce una reducción en la resistencia al corte del suelo cementado independientemente de su porcentaje de cemento y tiempo de curado.

Complementariamente Lorenzo y Bergado (2006) mostraron que la resistencia al corte disminuye cuando el contenido de agua de remoldeo o mezclado es muy superior y cada vez mayor al límite líquido del suelo base. La Figura 1-8 muestra los ensayos de compresión inconfiada realizados por Lorenzo y Bergado (2006) en la arcilla de Bangkok cementada con un 10% de cemento a diferentes contenidos de agua de mezclado, donde el límite líquido del suelo base fue 103%. Se observa que la mayor resistencia a la compresión inconfiada se obtiene cuando el contenido de agua es muy cercano al límite líquido. Este comportamiento se puede explicar dado que la formación de los grupos de partículas de suelo-cemento se controla principalmente por la cantidad de cemento y agua

disponible para la aparición de las reacciones químicas (Lorenzo & Bergado, 2006), es decir, cuando el contenido de agua es inferior al límite líquido no hay suficiente agua disponible para el proceso de hidratación del cemento y en consecuencia no se produce la mayor cantidad de productos cementantes posible (Silicatos y aluminatos de calcio hidratados), impidiendo en cierta medida la máxima formación de la cementación. Además, un contenido de agua superior al límite líquido resulta en una excesiva cantidad de agua en los vacíos de la mezcla suelo-cemento, por lo que la matriz del suelo se vuelve menos densa o compacta y por lo tanto menos resistente.

Figura 1-8: Efecto del contenido de agua de remoldeo en ensayos de compresión inconfiada de la arcilla de Bangkok cementada con un 10% de cemento, con un límite líquido de 103%. Tomado de: Lorenzo y Bergado (2006).



Efecto del tipo de suelo

Las propiedades mecánicas del suelo cementado, en particular la resistencia al corte es influenciada por las propiedades químicas y físicas del suelo base, algunas de ellas son: la distribución del tamaño de grano, el contenido de agua, los límites de Atterberg, el contenido de materia orgánica, el tipo de minerales arcillosos y el pH del agua de poros. Porbaha et al. (2000), mostraron que el proceso de hidratación del cemento puede

desacelerarse en suelos con alto contenido orgánico o de sulfatos, también informaron que la caolinita es más reactiva con las reacciones puzolánicas que la ilita, pues esta última tiene una cristalinidad pobre.

Tan et al. (2002), realizaron los ensayos de compresión inconfiada mostrados en la Figura 1-9 a tres diferentes arcillas de Singapur cementadas artificialmente, encontrando que la arcilla la arcilla marina de Eunos obtuvo una mayor resistencia que las otras arcillas al mismo contenido de cemento, tiempo de curado y contenido de agua. Las propiedades de las arcillas ensayadas son las mostradas en la Tabla 1-1.

Figura 1-9: Efecto del tipo de suelo en ensayos de compresión inconfiada en arcillas de Singapur cementadas con 20% de cemento. Tomado de Tan et al. (2002).

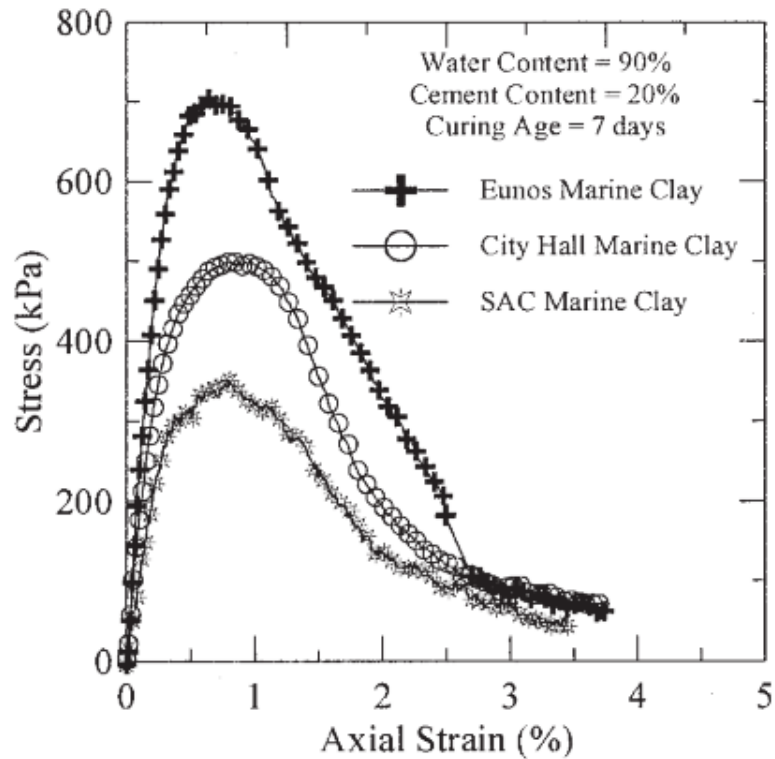


Tabla 1-1: Propiedades físicas y químicas de tres tipos de arcillas blandas de Singapur. Adaptado de Tan et al. (2002).

Propiedades	Eunos	City Hall	Singapore Art Centre SAC
Gravedad específica	2,61	2,61	2,62
Contenido de agua natural	66,23	61,52	57,62
Límite líquido	71,89	65,12	72,63
Límite plástico	31,89	30,03	30,82
Contenido de materia orgánica	2,09	1,66	1,37
Contenido de cloruros	0,38	0,3	1,10
Contenido de sulfatos	1,70	1,6	0,92
pH	7,4	7,4	6,5

1.3.2 Comportamiento en ensayos de compresión triaxial

Lorenzo y Bergado (2006) y Uddin, et al. (1997) mostraron que el efecto de aumentar el contenido de cemento y el tiempo de curado generalmente conducirán a un aumento en la resistencia al corte del suelo cementado en un ensayo triaxial. Sin embargo, en los ensayos triaxiales una nueva e importante variable entra en juego, el esfuerzo efectivo de confinamiento. En un ensayo triaxial un aumento en el esfuerzo efectivo de confinamiento conlleva a un aumento en el esfuerzo desviador en la falla.

A bajos esfuerzos de confinamiento, los suelos cementados generalmente exhiben un comportamiento frágil, pues el estado de esfuerzos llega a una resistencia pico para luego caer a la resistencia residual en el estado post pico (Porbaha et al., 2000). Sin embargo, cuando el esfuerzo de confinamiento incrementa, las muestras ensayadas en corte muestran una transición de un comportamiento frágil/dilatante a uno dúctil/compresivo, la rigidez inicial y el esfuerzo desviador en la cedencia también pueden disminuir en altos esfuerzos de confinamiento. (Gens & Nova, 1993).

Según lo expuesto, el efecto del esfuerzo efectivo de confinamiento es muy importante y complejo. Por tanto, se hace necesario revisar, analizar y discutir el comportamiento de los

suelos cementados, desde el punto de vista de su comportamiento en consolidación isotrópica, trayectorias de esfuerzos efectivos – triaxial CU, las relaciones esfuerzo desviador-deformación y la respuesta del exceso de presión del agua de poros.

Comportamiento en consolidación isotrópica

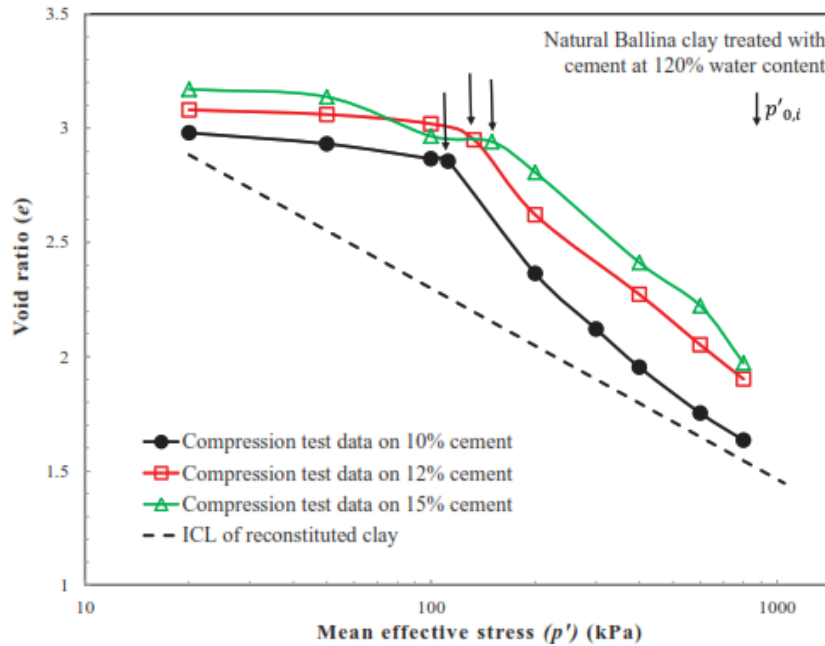
Varios investigadores han identificado que el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica del suelo cementado aumenta significativamente en relación con el del suelo no cementado, el aumento del esfuerzo de cedencia se debe a la adición de cemento. (Kamruzzaman et al., 2009). Por ejemplo, la Figura 1-10 muestra los ensayos de compresión isotrópica realizados por Nguyen (2016) a la arcilla cementada de Ballina con diferentes contenidos de cemento; el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica del suelo con 10 % de cemento se midió en 115 kPa y, se observó un aumento del 30% cuando el suelo contenía un 15% de cemento, es decir, 150 kPa.

Como se observa en la Figura 1-10, un aumento en el contenido de cemento conlleva un aumento en el esfuerzo de cedencia, debido a la estructuración o cementación del suelo mediante la formación de grupos de partículas de suelo-cemento dentro de la matriz del suelo cementado, también se observa que para un mismo nivel de esfuerzos, el suelo cementado puede sostener una relación de vacíos superior a la del suelo equivalente reconstituido o con un menor grado de cementación (Burland, 1990; Leroueil & Vaughan, 1990).

Antes de superar el esfuerzo de cedencia, la muestra se comprime isotrópicamente con un mínimo cambio en la relación de vacíos. Hasta este punto, solo se ha producido una deformación elástica y el suelo se encuentra dentro de la línea de descarga-recarga. Sin embargo, como la muestra se somete incrementalmente a un esfuerzo efectivo de confinamiento superior al esfuerzo de cedencia inicial, la relación de vacíos del suelo se reduce significativamente acercándose gradualmente a la línea de compresión isotrópica (ICL) del suelo reconstituido, mostrando así el efecto de la degradación de la cementación con la rotura de los enlaces de cementación. Las muestras de suelo con 12 y 15% de cemento indican que el efecto de la cementación todavía está presente después de las etapas de consolidación, pues sus curvas de compresión isotrópicas son

aproximadamente lineales, respecto a la curva con menor pendiente del suelo con 10% de cemento (Nguyen, 2016).

Figura 1-10: resultados de ensayos de compresibilidad isotrópica en la arcilla cementada de Ballina con diferentes contenidos de cemento en el plano e vs $\log(p')$ tomado de (Nguyen, 2016)



Kamruzzaman et al. (2009) explicaron que la reducción de la relación de vacíos en la etapa post-cedencia, se debe a la rotura de la cementación a medida que los grandes grupos de partículas cementadas colapsan y el volumen de vacíos dentro de los poros de los grupos de partículas se reduce considerablemente. En esta etapa, la compresibilidad del suelo depende principalmente de la fábrica de los grupos de suelo-cemento que no llegan a ser destruidos durante la compresión isotrópica. Adicionalmente, como el suelo se consolida durante la compresión isotrópica, el esfuerzo de confinamiento acerca las partículas y, en consecuencia, para una misma relación de vacíos se obtiene una mayor resistencia del suelo estructurado, en comparación con el suelo reconstituido (Horpibulsuk et al., 2004).

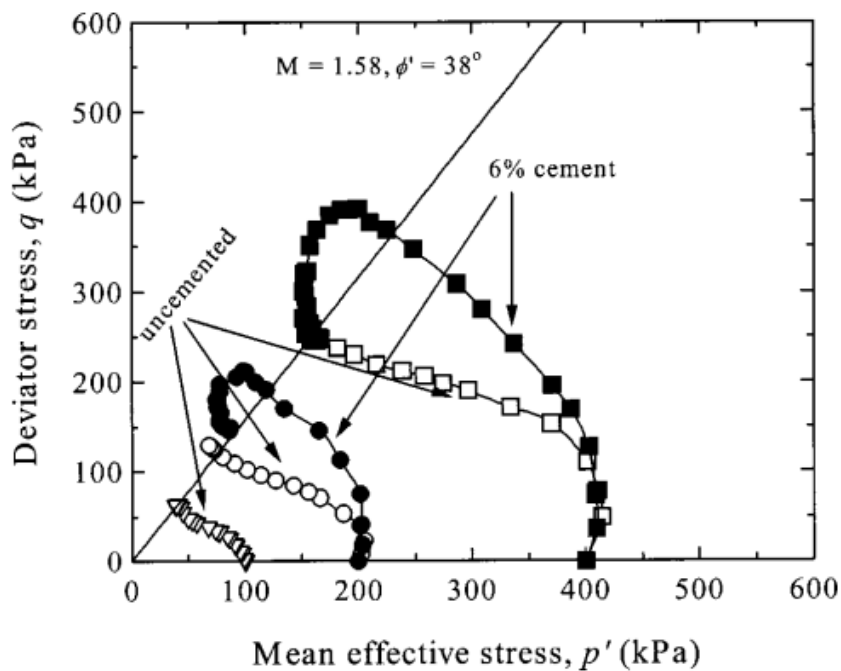
Trayectorias de esfuerzos efectivos – Triaxial CU

Un comportamiento típico de las trayectorias de esfuerzos efectivos en los ensayos triaxiales CU hechos en suelos cementados es el mostrado en la Figura 1-11, allí se

muestran los ensayos realizados por Horpibulsuk et al. (2004) a la arcilla de Ariake cementada con 6 % de cemento y consolidada a diferentes esfuerzos de confinamiento. Como se observa, la trayectoria de esfuerzos del suelo cementado, se mueve hacia la izquierda indicando un comportamiento elastoplástico. Debido al efecto de la cementación la trayectoria aumenta hasta un esfuerzo desviador máximo en el momento de la falla, sobrepasando la resistencia y la línea del estado crítico (CSL) del suelo no cementado a un mismo esfuerzo de confinamiento.

Debido a la desestructuración o degradación de la cementación, una vez superado el pico en el esfuerzo desviador, la trayectoria de esfuerzos cae hasta la línea del estado crítico (CSL) del material no cementado, en este estado, la resistencia del suelo cementado es prácticamente igual a la del suelo no cementado, indicando que el efecto de la cementación se ha degradado por completo, pues luego de que el material falla el efecto de la cementación desaparece. Los resultados de los ensayos Horpibulsuk, et al. (2004) permitieron concluir que el efecto de la cementación aumenta la cohesión, mejora el ángulo de resistencia al corte y en general aumenta la resistencia al corte no drenado.

Figura 1-11: Trayectorias de esfuerzos efectivos en ensayos de compresión triaxial CU, en la arcilla de Ariake cementada con 6% de cemento. Tomado de: Horpibulsuk et al. (2004).



Curvas esfuerzo – deformación

Horpibulsuk et al. (2004), realizaron los ensayos de compresión triaxial consolidados no drenados (CU) en la arcilla de Ariake con 9% de cemento. Los resultados se muestran en la

Figura 1-12. Como se observa, las muestras fueron consolidadas a diferentes esfuerzos de confinamiento y dichos valores son inferiores al esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica encontrado para este material ($p'_{c0} = 220$ kPa). En este caso, el esfuerzo desviador aumenta hasta alcanzar un valor pico y luego desciende hasta un valor de resistencia residual aproximadamente constante.

Debido al efecto de la cementación, para diferentes esfuerzos de confinamiento, el suelo cementado presenta una resistencia mayor que el suelo no cementado. Sin embargo, como se observa en la

Figura 1-12, la resistencia pico es prácticamente igual en todas las muestras aún con diferente esfuerzo de confinamiento. Dado que el esfuerzo efectivo de confinamiento (50, 100 y 200 kPa) es inferior al esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($p'_{c0} = 220$ kPa), el suelo aún se encuentra dentro de la superficie de cedencia inicial, por lo que el efecto de la presión de confinamiento en el esfuerzo desviador máximo no es significativo comparado con el efecto de la cementación, pues esta es de mayor relevancia. (Horpibulsuk et al., 2004).

La Figura 1-13 muestra los ensayos triaxiales CU realizados por Horpibulsuk et al. (2004) en la arcilla de Ariake cementada con 6% de cemento. El suelo fue consolidado a un esfuerzo de confinamiento (200 y 400 kPa) mayor que el esfuerzo de cedencia inicial ($p'_{c0} = 60$ kPa), como se observa, en este caso sí es evidente que, un aumento en el esfuerzo de confinamiento conlleva a un aumento en el esfuerzo desviador máximo. Cuando el esfuerzo de confinamiento es mayor al esfuerzo de cedencia, la relación de vacíos se reduce considerablemente producto de la cedencia y la consolidación, esto acerca las partículas y la matriz de suelo se vuelve más compacta, lo que lleva a un aumento en la resistencia al corte del suelo (Horpibulsuk et al., 2004).

En la Figura 1-13 también es posible observar el efecto de la degradación de la cementación, pues bajo el mismo esfuerzo efectivo de confinamiento, el esfuerzo desviador tanto del suelo cementado como el del suelo no cementado convergen a una resistencia residual muy similar, esto indica que la cementación se destruye por completo en el estado post pico, por lo que en dicha etapa el comportamiento de material cementado es igual al del material no cementado.

En ensayos triaxiales, cuando el esfuerzo de confinamiento se incrementa hasta muy altos valores, las muestras ensayadas en corte muestran una transición de un comportamiento frágil/dilatante a uno dúctil/compresivo. La rigidez inicial y el esfuerzo desviador en la cedencia también pueden disminuir con altos esfuerzos de confinamiento. Los ensayos triaxiales mostrados en la Figura 1-14 evidencian el comportamiento mencionado.

Figura 1-12: Efecto de la cementación en el esfuerzo desviador vs deformación cortante en ensayos de compresión triaxial CU, en la arcilla de Ariake cementada con 9% de cemento. Tomado de: Horpibulsuk et al., 2004).

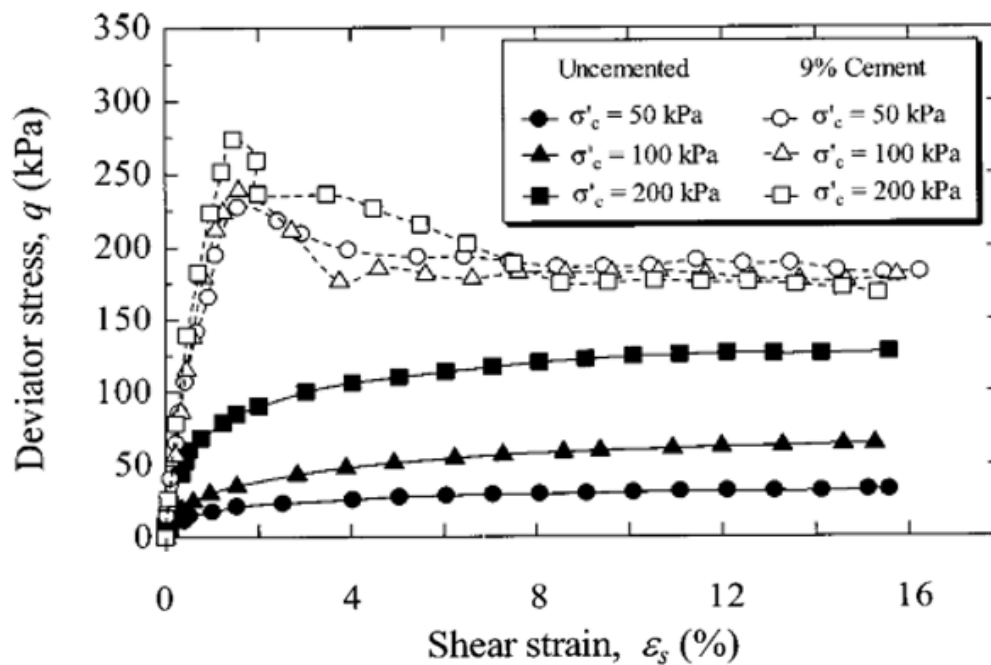


Figura 1-13: Efecto de la cementación en el esfuerzo desviador vs deformación cortante en ensayos de compresión triaxial CU, en la arcilla de Ariake cementada con 6% de cemento. Tomado de: Horpibulsuk et al., 2004).

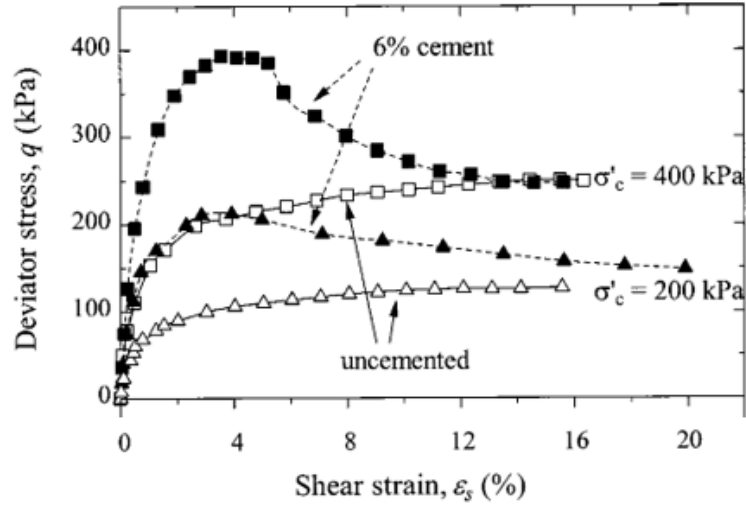
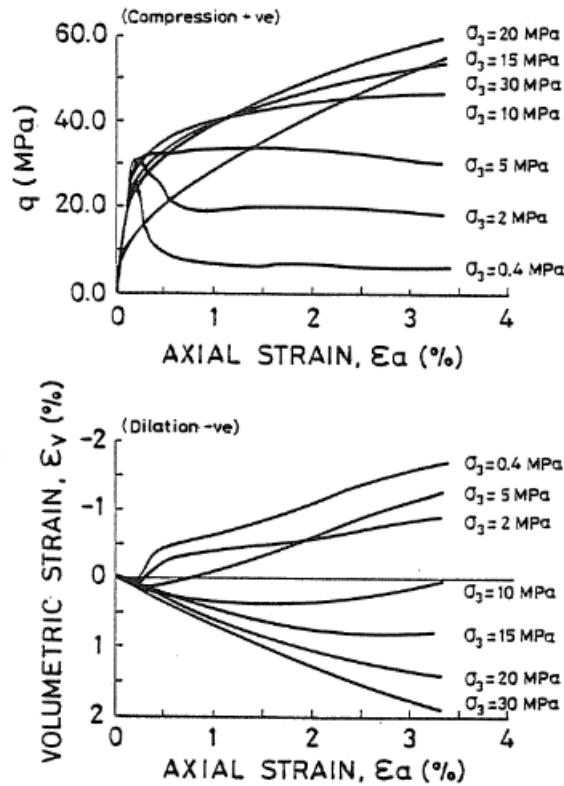


Figura 1-14: Resultados de ensayos de compresión triaxial en una caliza oolítica blanda de alta porosidad. a) Esfuerzo desviador vs deformación axial. b) deformación volumétrica vs deformación axial. Tomado de: Gens y Nova (1993)



Respuesta del exceso de presión del agua de poros

En un ensayo triaxial durante la etapa de falla no drenada, debido a la restricción del cambio de volumen se generan excesos no drenados en la presión de poros. La Figura 1-15 muestra los ensayos realizados por Kamruzzaman et al. (2009) para diferentes contenidos de cemento, un mismo esfuerzo de confinamiento ($\sigma'_c = 1000\text{kPa}$) y 28 días de curado. Se observa que un aumento en el contenido de cemento genera un mayor exceso de presión de poros, esto es debido al efecto de la cementación, pues los enlaces de cementación son más fuertes.

Kamruzzaman et al. (2009) estudiaron el efecto de aumentar el esfuerzo efectivo de confinamiento. La Figura 1-16 muestra la respuesta del exceso no drenado en la presión de poros a diferente esfuerzo de confinamiento en los ensayos realizados a la arcilla marina de Singapore con 50% de cemento. Se observa que al aumentar el esfuerzo de confinamiento se incrementa el exceso de presión de poros en la falla. Además, a bajos niveles de confinamiento el suelo se comporta como a un suelo fuertemente sobreconsolidado, en el que se generan excesos negativos de presión del agua de poros posterior a excesos positivos generados en las primeras etapas de la falla no drenada. Debido al aumento del esfuerzo de confinamiento, es decir a medida que se acerca al esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($p'_y = 1100\text{ kPa}$) el comportamiento del suelo tiene una transición al de un suelo similar a uno que endurece por deformación.

Figura 1-15: Efecto de la cementación en el comportamiento del exceso de presión de poros vs deformación axial, en ensayos de compresión triaxial CU, en la arcilla marina de Singapore cementada con 10, 30 y 50 % de cemento. Tomado de: (Kamruzzaman et al., 2009).

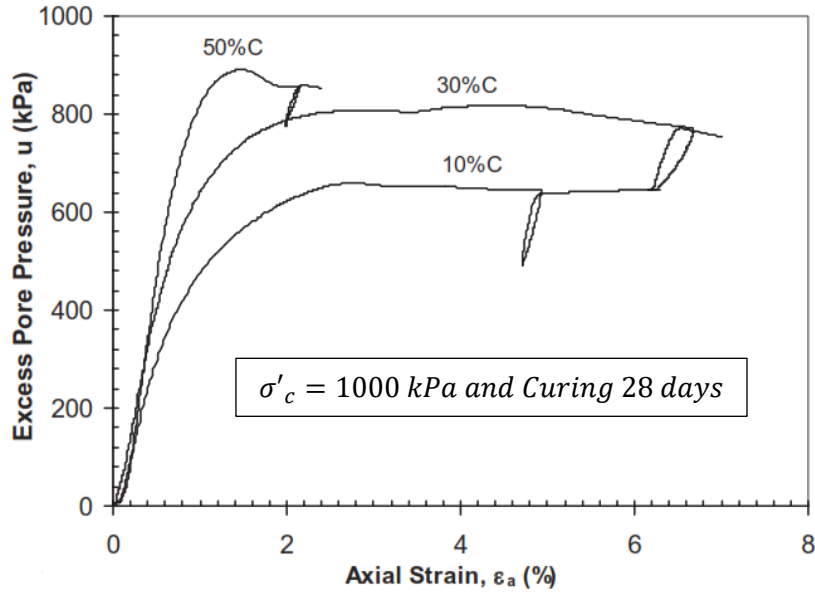
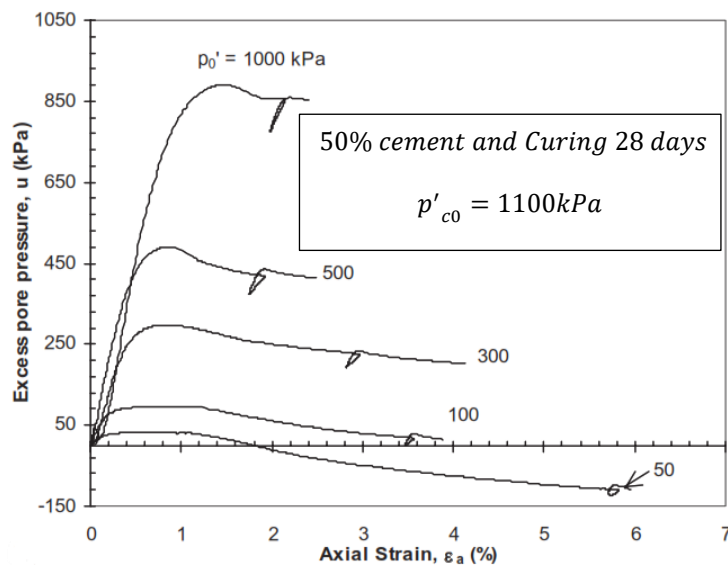


Figura 1-16: Efecto del esfuerzo de confinamiento en el comportamiento del exceso del esfuerzo desviador vs deformación axial, en ensayos de compresión triaxial CU, en la arcilla marina de Singapore cementada con 50 % de cemento. Tomado de: (Kamruzzaman et al., 2009).



2. Modelo constitutivo para suelos cementados

A partir de importantes hallazgos experimentales como los realizados por Leroueil y Vaughan (1990) se han mostrado algunas diferencias fundamentales entre el comportamiento de los suelos cementados y el de los suelos no cementados. Investigadores como Gens y Nova (1993), Suebsuk et al. (2010) y González (2011) desarrollaron diversos modelos constitutivos para suelos cementados involucrando el efecto de la cementación y su degradación, buscando simular adecuadamente el comportamiento de los suelos cementados. Estos avances han permitido la implementación en la práctica geotécnica de modelos más adecuados para estos materiales.

Este capítulo se divide en dos partes. La primera resume brevemente las características conceptuales básicas sobre la mecánica de suelos del estado crítico y el modelo unificado para Arcilla y Arena (CASM). En la segunda parte, se muestran algunas contribuciones importantes de los modelos constitutivos existentes para simular el comportamiento de los suelos cementados. Se muestra que, en general, los modelos de suelos no cementados pueden extenderse a los suelos cementados al involucrar nuevas variables que logran reproducir el efecto de la cementación y su degradación.

2.1 Mecánica de suelos del estado crítico

El concepto de estado crítico fue definido por Schofield y Wroth (1968) como:

“El núcleo de nuestras ideas es el concepto de que el suelo y otros materiales granulares, si se distorsionan continuamente hasta que fluyan como un fluido friccional, entrarán en un estado crítico bien definido, determinado por dos ecuaciones:

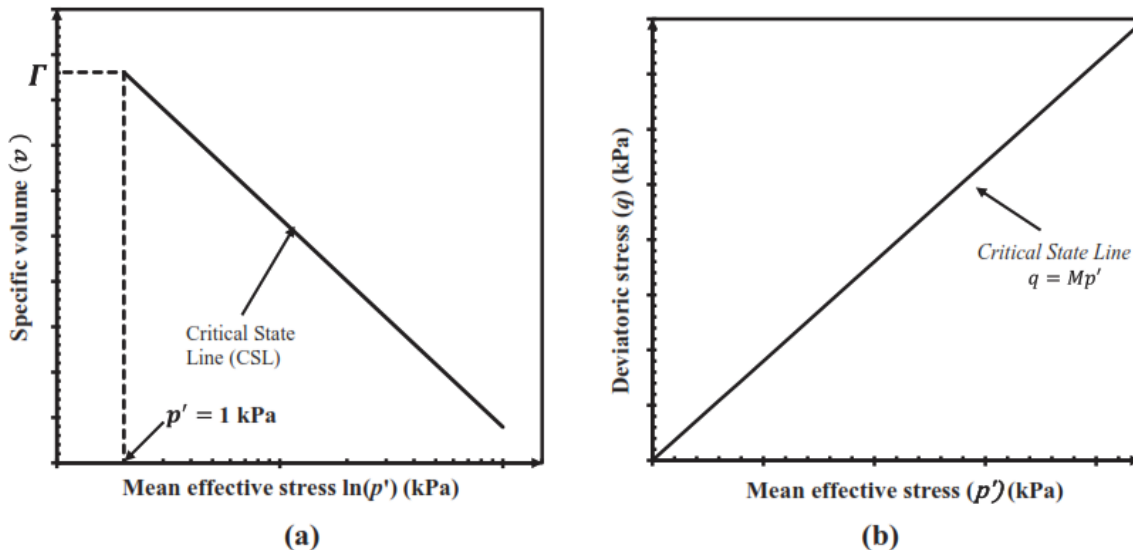
$$q = Mp' \quad (2-1)$$

$$\Gamma = v + \lambda \ln p' \quad (2-2)$$

Donde las constantes M , Γ y λ representan propiedades básicas del material de suelo, los parámetros q , p y v se definen a su debido tiempo” (Schofield & Wroth, 1968).

En las ecuaciones 2-1 y 2-2, q , p y v son el esfuerzo desviador, el esfuerzo efectivo promedio y el volumen específico, respectivamente. Estos parámetros permiten definir la línea del estado crítico (CSL) mostrada en la Figura 2-1.

Figura 2-1: Concepto del estado crítico Tomado de: Yu, (2006).



Schofield y Wroth (1968) explicaron que en el estado crítico los suelos se comportan como un fluido friccional, de modo que la fluencia de los suelos ocurre a volumen y esfuerzo constante. Por lo tanto, los incrementos de deformación volumétrica elástica y plástica son cero. Además, independientemente de la trayectoria de esfuerzos y la condición inicial, el suelo tenderá a una única línea de estado crítico (Figura 2-1).

El modelo del estado crítico se desarrolló inicialmente con base en los ensayos triaxiales de una arcilla reconstituida realizados por Roscoe et al. (1958), Schofield y Wroth (1968) y

Roscoe y Burland (1968) y ha sido respaldado y apoyado por varios resultados experimentales realizados en diferentes tipos de suelos, por ejemplo, los realizados por Atkinson y Bransby (1978) y Wood (1990).

En el caso del ensayo triaxial, el esfuerzo efectivo promedio (p) y el esfuerzo desviador (q) se describen de la siguiente manera:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (2-3)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2-4)$$

La deformación volumétrica (ε_p) y la deformación cortante (ε_q) se definen como:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (2-5)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{3} \quad (2-6)$$

Donde σ'_1 y σ'_3 son el esfuerzo efectivo axial y el esfuerzo efectivo radial respectivamente, mientras que, ε_1 y ε_3 son la deformación axial y la deformación radial respectivamente.

2.2 Modelo unificado para Arcilla y Arena CASM

El modelo CASM (Clay And Sand Model) fue propuesto por Yu (1998), es un modelo constitutivo del estado crítico simple y unificado para arcilla y arena. El modelo se formula en términos del parámetro de estado, pues la superficie del estado límite adopta una relación general entre la relación de esfuerzos y el parámetro de estado. La superficie de cedencia de los modelos estándar de Cam Clay pueden aproximarse como casos especiales de las superficies de cedencia asumidas en el modelo CASM.

La característica principal del modelo es que se ha utilizado un único conjunto de funciones de potencial plástico y de cedencia para modelar el comportamiento de la arcilla y la arena en condiciones de carga drenadas y no drenadas. Otra de sus principales ventajas es la simplicidad pues solo es necesario introducir dos nuevas constantes del material en

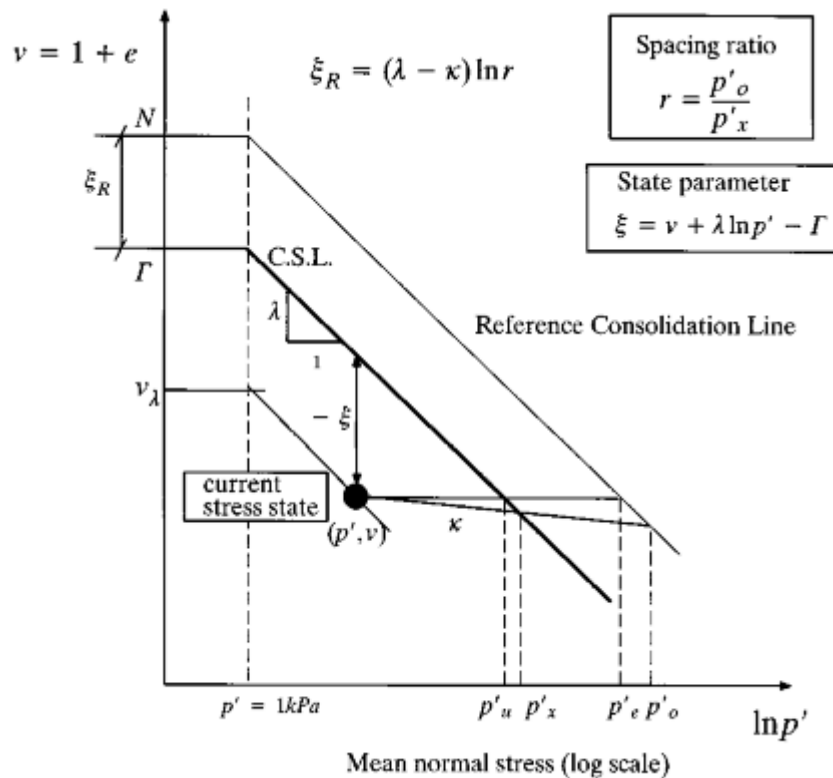
comparación con los modelos estándar Cam Clay. Se ha visto que el comportamiento de las arcillas sobreconsolidadas y las arenas son simuladas satisfactoriamente. (Yu, 1998).

Been y Jefferies (1985) definieron el parámetro de estado como la diferencia entre el volumen específico en el estado actual y el volumen específico en el estado crítico al mismo esfuerzo efectivo promedio (p'). En el modelo CASM se supone que el comportamiento del material antes de alcanzar el estado crítico está controlado por el parámetro de estado, el cual está definido en la Figura 2-2 y en la siguiente ecuación:

$$\xi = v + \lambda \ln p' - \Gamma \quad (2-7)$$

Donde $v = (1 + e)$ y se conoce como volumen específico y e es la relación de vacíos. Se observa que el parámetro de estado ξ es cero en el estado crítico, positivo en el lado “húmedo” y negativo en el lado “seco”.

Figura 2-2: Definición del parámetro de estado, constantes del estado crítico y parámetro de estado de referencia. Tomado de: Yu, (1998).



La función de cedencia en términos del esfuerzo efectivo promedio, esfuerzo desviador y el parámetro de estado, toma la siguiente forma:

$$f(p', q, \xi) = \left(\frac{q}{Mp'}\right)^n + \frac{\xi}{\xi_R} - 1 = 0 \quad (2-8)$$

Donde ξ_R es un parámetro de estado de referencia positivo que denota la distancia vertical entre la CSL y una línea de consolidación de referencia. Como se observa en la Figura 2-2, se supone que la línea de consolidación de referencia es paralela a la CSL.

Por su parte, n es el coeficiente de esfuerzo-estado y es una nueva constante del material que determina la forma de la superficie de cedencia. El valor de n generalmente está entre 1 y 5.

La función de cedencia también puede escribirse en términos del esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica (p'_0):

$$f(p', q, p'_0) = \left(\frac{q}{Mp'}\right)^n + \frac{\ln(p'/p'_0)}{\ln r} = 0 \quad (2-9)$$

Donde $r = \left(\frac{p'_0}{p'_x}\right)$ es la relación de espaciamento (ver Figura 2-2) y relaciona el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica (p'_0) y la intersección de la línea de descarga-recarga con la CSL (p'_x). Este parámetro define la forma de la superficie de cedencia, y se utiliza para estimar el parámetro de estado de referencia que corresponde al estado más suelto que es probable que alcance un suelo en la práctica. Los datos experimentales indican que para las arcillas, r se encuentra típicamente entre 1.5 y 3.0; para arenas, el valor de r es generalmente mucho mayor. (Yu, 1998).

El modelo CASM está formulado de tal manera que los modelos estándar de Cam Clay puedan recuperarse o aproximarse eligiendo ciertos valores de las constantes del material. Cuando $n = 1$ y $r = 2.718$ o $\xi_R = \lambda - k$, la función de cedencia se reduce a la superficie de cedencia del modelo Cam Clay Original. También, la superficie de cedencia del modelo

Cam Clay modificado se puede aproximar mediante la ecuación (2-9) eligiendo un cierto valor de n (entre 1,5 y 2,0) junto con $r = 2$ o $\xi_R = (\lambda - k) \ln 2$ (en la ecuación 2 - 8).

Para definir el potencial plástico se utilizó la relación esfuerzo-dilatancia de Rowe (1962), que define la relación entre la relación de esfuerzos y la tasa de dilatancia. La relación de esfuerzo-dilatancia de Rowe (d) está dada por la siguiente ecuación:

$$d = \frac{d\varepsilon_p^p}{d\varepsilon_q^p} = \frac{9(M - \eta)}{9 + 3M - 2M\eta} \quad (2-10)$$

por lo que el potencial plástico se definió como:

$$g(p', q, \beta) = 3M \ln \frac{p'}{\beta} + (3 + 2M) \ln \left(\frac{2q}{p'} + 3 \right) - (3 - M) \ln \left(3 - \frac{q}{p'} \right) = 0 \quad (2-11)$$

Donde β es un parámetro de tamaño que controla el tamaño del potencial plástico que pasa por el estado de esfuerzos actual. Se puede determinar fácilmente para cualquier estado de esfuerzos dado (p', q) resolviendo la ecuación anterior. Nótese que la regla de flujo plástico adoptada en CASM es no asociada, pues el potencial plástico no es idéntico a la superficie de cedencia.

La ley de endurecimiento utilizada en este modelo isotrópica por deformación plástica volumétrica. El módulo de endurecimiento plástico se define como:

$$H = \frac{v}{\xi_R} \left[\frac{3M}{p'} - \left(\frac{6 + 4M}{2q + 3p'} + \frac{3 - M}{3p' - q} \right) \right] \eta \quad (2-12)$$

2.3 Bases conceptuales para modelos constitutivos para suelos cementados.

Gens y Nova (1993) introdujeron una nueva variable de estado básica (b), para representar la cantidad intacta de cementación. Se supone que la forma de la superficie de cedencia es la misma en condiciones no cementadas y cementadas. Como se muestra en la Figura

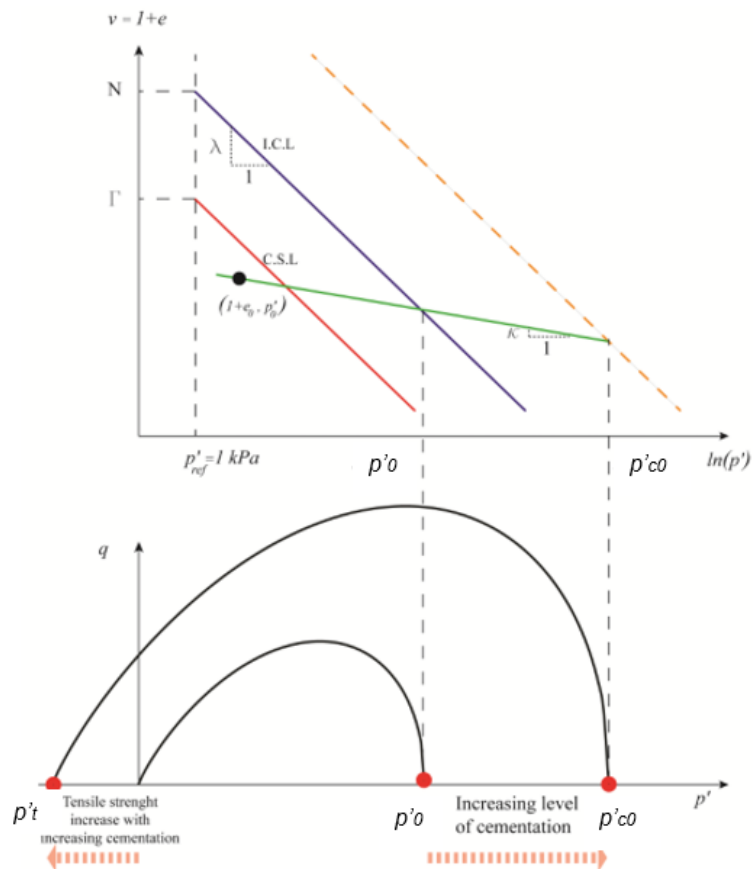
2-3, la cementación (b) modifica la superficie de cedencia, ampliándola según aumenta la cementación. La forma en que la cementación (b) afecta la superficie de cedencia, se expresa usando dos variables de estado intermedias separadas, p'_{c0} y p'_t , que controlan la cedencia en compresión isotrópica y la cedencia en tracción del suelo cementado respectivamente (Rios et al., 2016). Estas variables intermedias son:

$$p'_{c0} = p'_0(1 + b) \tag{2-13}$$

$$p'_t = \alpha p'_0 b \tag{2-14}$$

Donde p'_0 es el esfuerzo de preconsolidación o el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica del suelo no cementado y α es un parámetro del modelo que controla la resistencia a la tracción derivada de la cementación.

Figura 2-3: Plano de compresión incluyendo líneas de referencias (Línea de compresión isotrópica, ICL; Línea del estado crítico, CSL) y superficie de cedencia en el plano triaxial. Tomado de: Rios et al. (2016).



La cementación (b) se degrada exponencialmente con el daño plástico acumulado (h), que depende de las deformaciones plásticas:

$$b = b_0 e^{-h} \quad (2-15)$$

$$dh = h_1 d\varepsilon_p^p + h_2 d\varepsilon_q^p \quad (2-16)$$

Donde b_0 es la cementación inicial y h_1 y h_2 son dos parámetros del material que controlan la influencia de la deformación plástica volumétrica en la degradación de la cementación y la degradación inducida por el corte respectivamente.

Gens y Nova (1993) señalan que el componente cementado en estas bases conceptuales es independiente de la ley constitutiva seleccionada para el suelo no cementado, por lo que se puede utilizar en cualquier modelo existente para suelos no cementados si la superficie de cedencia y el potencial plástico se pueden colocar de la forma $f(p', q, p'_0) = 0$, aplicando el siguiente cambio de variable:

$$p'^* = p' + p'_t \quad (2-17)$$

González (2011) desarrolló un conjunto de modelos avanzados del CASM, entre ellos desarrolló el modelo "CASM Cementado" (C-CASM) basándose en la metodología de Gens y Nova (1993) previamente expuesta. Extendiendo la ecuación (2-9) obtuvo la siguiente ecuación:

$$f = \left(\frac{q}{Mp'^*} \right)^n + \frac{\ln(p'^*/p'_{c0})}{\ln r} = 0 \quad (2-19)$$

Aplicando el cambio de variable expuesto en (2-24) se obtuvo:

$$f = \left(\frac{q}{M(p' + p'_t)} \right)^n + \frac{1}{\ln r} \ln \left(\frac{p' + p'_t}{p'_{c0} + p'_t} \right) = 0 \quad (2-20)$$

Según Rios et al. (2016), el modelo C-CASM logra reproducir correctamente el comportamiento mecánico de diferentes tipos de suelos cementados, como han sido arcillas, tanto estructuradas naturalmente como cementadas artificialmente, arena limosa cementada artificialmente y arena compactada.

3. Caracterización del suelo y procedimiento experimental

El objetivo de este trabajo consistió en estudiar el efecto de la cementación en la resistencia al corte de suelos cementados. Para lograr este fin se requirió de la ejecución de diferentes ensayos de laboratorio. Para ello fue necesario caracterizar y describir los materiales, procedimientos y equipos mediante los cuales se ejecutaron los ensayos.

El trabajo está dividido en dos grandes componentes, el primero abarca la caracterización física y química del material y el segundo muestra todo el componente experimental que permite mostrar el efecto de la cementación en la resistencia al corte y finaliza con la calibración y evaluación de un modelo constitutivo existente para suelos cementados.

Dentro de la primera fase experimental se realizó la caracterización física y química del material base, es decir el suelo sin cementante. El material utilizado fue muestreado en el municipio de Orocué-Casanare-Colombia. Posteriormente, se realizó la fabricación de probetas de suelo artificialmente cementado con cemento Portland a tres contenidos diferentes (2%, 5%, 8%), también se fabricaron probetas sin cementante (0%). Mediante ensayos de compresión inconfiada realizados a muestras con diferentes periodos de curado, se observó el desarrollo de la cementación en el tiempo y se determinó el tiempo de curado óptimo.

Finalmente, las probetas fabricadas fueron ensayadas en diferentes ensayos de compresión triaxial drenados y no drenados a diferentes esfuerzos de confinamiento, lo que permitió observar el efecto de la cementación en las curvas de compresión isotrópica, en las relaciones esfuerzo-deformación, en las trayectorias de esfuerzos efectivos, en el exceso de presión de poros, en el cambio de volumen durante corte y en general en la

resistencia al corte. Estos resultados fueron analizados y se evaluó la aplicabilidad de algunos modelos constitutivos para suelos cementados en este tipo de material.

En este capítulo se presentan las actividades realizadas en campo durante el muestreo del material, también las actividades realizadas en laboratorio para la caracterización física y química del material, el procedimiento de fabricación de probetas y los equipos de laboratorio utilizados en los ensayos de compresión inconfiada y compresión triaxial.

3.1 Selección de materiales y procedencia del suelo

El mejoramiento del suelo mediante la adición de cemento, es una solución viable a la problemática que viven algunas poblaciones que se ubican en regiones con suelos no apropiados y alejados de buenas fuentes de materiales. Esta técnica ha sido exitosamente utilizada en estructuras de pavimentos, en la conformación de terraplenes, en cimentaciones, en la estabilización del fondo de excavaciones, en la conformación de muros de contención en depósitos de arcilla blanda y para evitar la licuación en suelos arenosos sueltos (Chai & Carter, 2011).

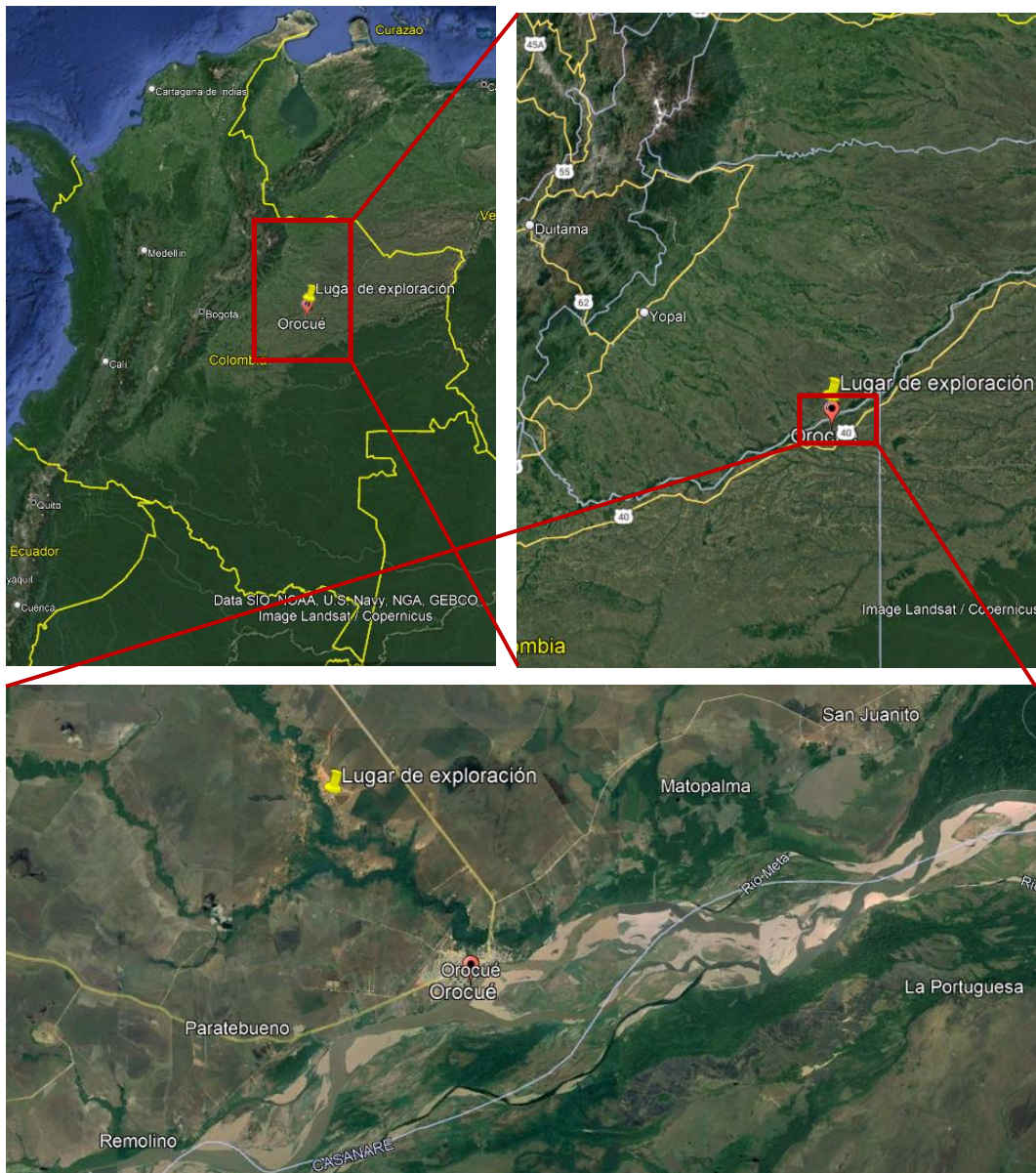
Por esta razón el presente trabajo utilizó un suelo limo arcilloso con gran contenido de arena proveniente del municipio de Orocué – Casanare – Colombia, utilizado por la población local para conformar estructuras de pavimento y terraplenes en sus vías de acceso. El programa experimental estuvo orientado a determinar el efecto de la cementación en la resistencia al corte del suelo mencionado, por lo que fue conveniente poder controlar el grado de cementación del suelo estudiado, mediante la cementación artificial proporcionada por la adición de cemento Portland. En este estudio se utilizó el suelo de referencia sin cemento y mezclas de suelo-cemento con tres contenidos de cemento, calculados como la relación en peso entre el cemento y el suelo seco.

A continuación, se presenta la localización del sitio de exploración, la identificación visual y el perfil del suelo encontrado.

3.1.1 Exploración y muestreo

La exploración y muestreo del material se realizó el 8 de junio de 2019, en el municipio de Orocué en el departamento de Casanare, particularmente en una cantera que se encuentra junto a la vía que comunica a Orocué con Yopal, aproximadamente a 5 km del casco urbano de Orocué. La localización exacta se muestra en la Figura 3-1.

Figura 3-1: Localización de la exploración realizada. Adaptado de: Google Earth.



La localización aproximada de la exploración realizada tiene las siguientes coordenadas geográficas: Latitud: 4.821131°; Longitud; -71.366216°.

La exploración se realizó sobre un talud abierto y permitió conocer el perfil del suelo hasta los 0.9 m de profundidad. Entre 0 y 0.5 m se encuentra un limo arcilloso de color amarillo parduzco que presenta gran contenido de arena, plasticidad baja y consistencia media, este material se denomina M1. Desde 0.5m y hasta 0.9 m el material cambia de color a amarillo rojizo, pero conserva las mismas características y se denominó como M2. A partir de 0.9 m continúa el mismo material, pero esta vez con presencia de gravas. La Tabla 3-1 muestra en detalle el perfil y la descripción visual del suelo encontrado.

El muestreo realizado contempló la recuperación de muestras inalteradas en bloque y muestras alteradas en lonas. En la Figura 3-2 se muestran las actividades de la exploración y el muestreo realizado.

Figura 3-2: a) Obtención de muestras en bloque, b) Perfil del suelo encontrado, c) Morfología de la zona de exploración.



Tabla 3-1: Perfil y descripción visual del suelo encontrado

Profundidad (m)	Descripción visual	Espesor (m)
0.5	M1: Limo arcilloso de color amarillo parduzco con alto contenido de arena, plasticidad baja, consistencia media	0.5
0.9	M2: Limo arcilloso de color amarillo rojizo con alto contenido de arena, plasticidad baja, consistencia media	0.9
>0.9	Limo arcilloso de color amarillo rojizo con alto contenido de arena y grava, plasticidad baja, consistencia media	-

3.1.2 Geología de la zona de estudio

Los suelos del departamento de Casanare comprenden grandes y extensos depósitos cuaternarios que se han venido formando y acumulando de manera continua como consecuencia de los procesos de levantamiento y erosión de la cordillera oriental (Ingeominas & UIS, 2010). La región tiene una topografía plana a suavemente ondulada, conformada por extensas llanuras inundables en épocas de lluvia. El clima comprende periodos monomodales de lluvia y sequía, con alta temperatura y humedad, característico de la región tropical.

Según la geología presentada en la plancha 233 del mapa geológico colombiano, en esta región se encuentran tres unidades cronoestratigráficas del periodo cuaternario:

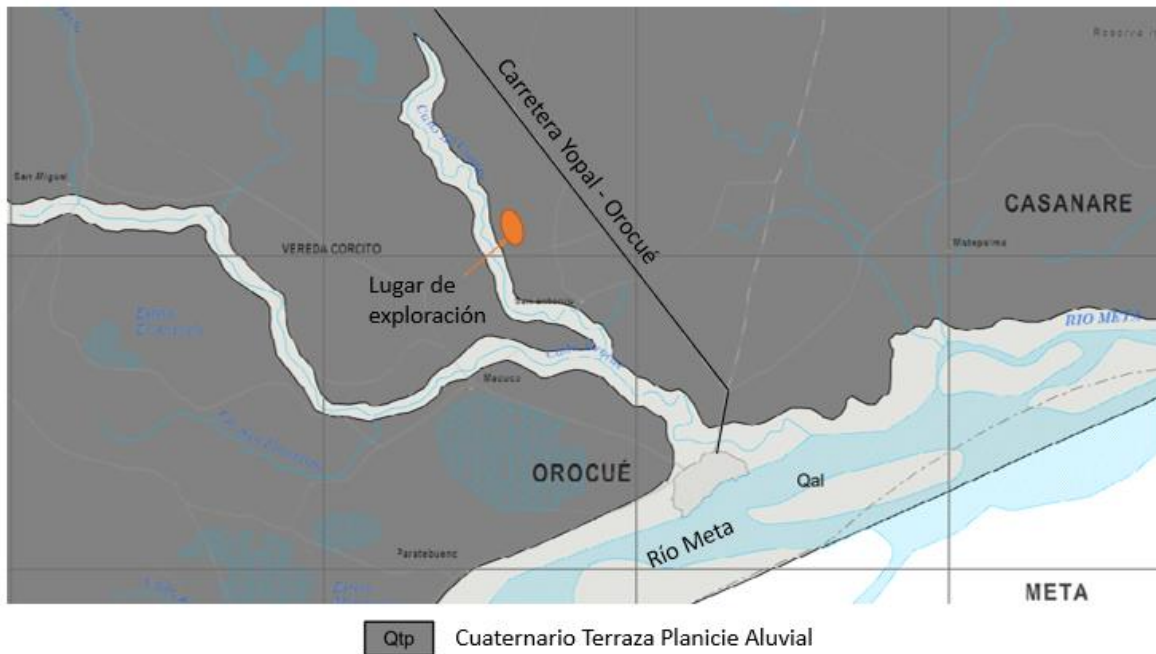
Cuaternario Aluvial (Qal): Depósitos recientes localizados cerca de las principales corrientes de agua. En la parte montañosa y el piedemonte son: bloques, cantos y gravas redondeadas de areniscas de grano medio a fino, de colores claros.

Cuaternario Eólico (Qed): Dunas longitudinales compuestas principalmente de arenas cuarzosas de grano fino.

Cuaternario Terraza de Planicie Aluvial (Qtp): Depósitos de terraza dejados por grandes ríos, compuestos por material de tamaño limo, arcilla y clastos pequeños de arenisca de grano fino, oxidadas.

Según se observa en la Figura 3-3, la exploración realizada se encuentra localizada sobre la unidad (Qtp) que corresponde a un depósito cuaternario de terraza de planicie aluvial.

Figura 3-3: a) Geología de la zona de estudio, Mapa geológico – Plancha 233 Orocué
Adaptado de: Ingeominas y UIS (2010).



3.2 Caracterización física y clasificación geotécnica

De acuerdo con lo presentado en la descripción geológica, el material presente en la zona de exploración corresponde a un depósito de terraza de planicie aluvial, conformado por material de tamaño limo, arcilla y clastos pequeños de arenisca de grano fino, oxidadas. En la Tabla 3-2 se presentan los resultados de la caracterización física y la clasificación del suelo estudiado.

Tabla 3-2: Resultados de ensayos de laboratorio para la caracterización y clasificación del material.

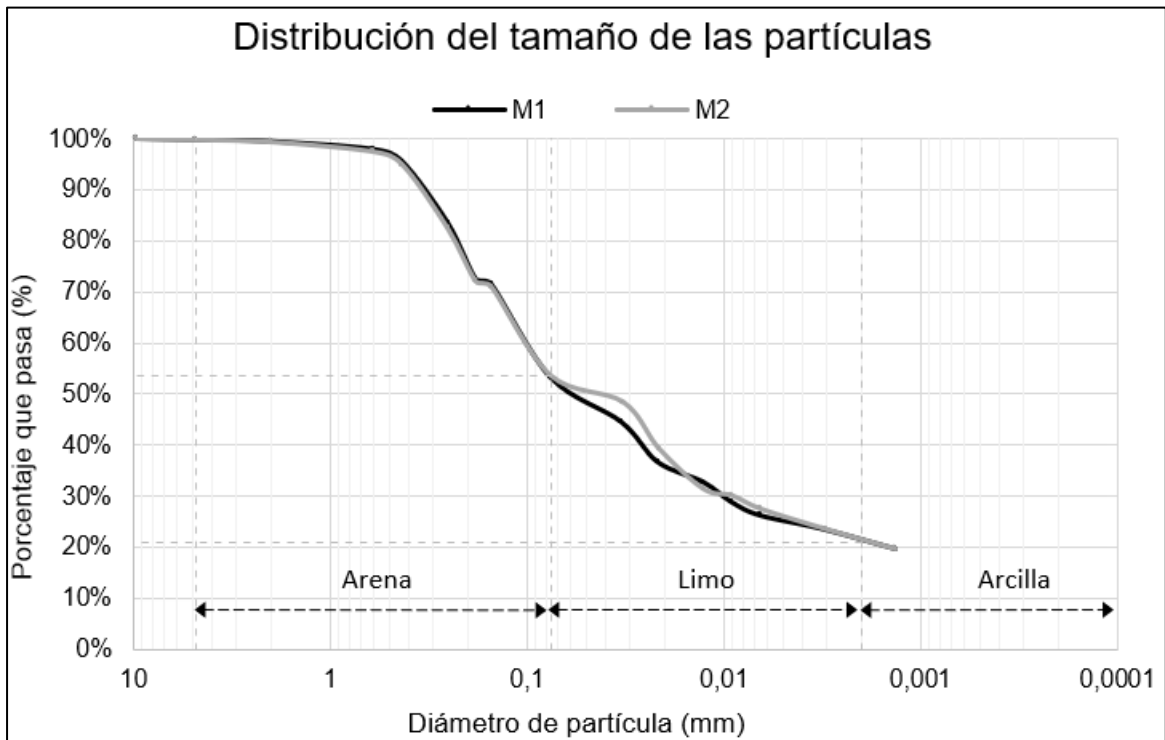
Propiedades	Normativa empleada	Resultados	
		M1	M2
Límite líquido, LL (%)	INV - 125 - 13	18,5	18,5
Límite Plástico, LL (%)		12,6	13,9
Índice de Plasticidad, IP (%)	INV - 126 - 13	5,9	4,6
Pasa # 200 (%)	INV - 123 - 13	53,2	53,6
Azul de Metileno (g/kg)	INV - 235 - 13	5	5
Gravedad específica	INV - 128 - 13	2,66	2,66
Clasificación USCS	INV - 181 - 13	CL-ML	CL-ML
Clasificación ASHTO	INV - 180 - 13	A-4 (0)	A-4 (0)

De la clasificación del suelo es posible concluir que el material M1 y el M2 son un mismo material, que corresponde a un limo arcilloso de color amarillo parduzco a amarillo rojizo con alto contenido de arena, y baja plasticidad. El cambio de tonalidad puede deberse a las fluctuaciones del nivel freático. En este trabajo se utilizó como suelo base, una mezcla homogénea de los materiales M1 y M2, con la que se conformaron las mezclas de suelo-cemento estudiadas en los diferentes ensayos mecánicos.

3.2.1 Distribución del tamaño de las partículas

La curva granulométrica del material se construyó siguiendo la normativa INV – 123 – 13 por medio de la granulometría por tamizado para la fracción gruesa y por el método del hidrómetro en la fracción fina. La Figura 3-4 muestra la curva granulométrica obtenida en los dos materiales (M1 y M2), se observa que los dos materiales tienen una distribución de tamaño de partícula prácticamente igual. En promedio se tiene un 0,2% de contenido de grava, 46,4% de arena, 32,4% de limo y 21% de arcilla, el material es un limo arcilloso con alto contenido de arena.

Figura 3-4: Curva granulométrica obtenida del material estudiado.

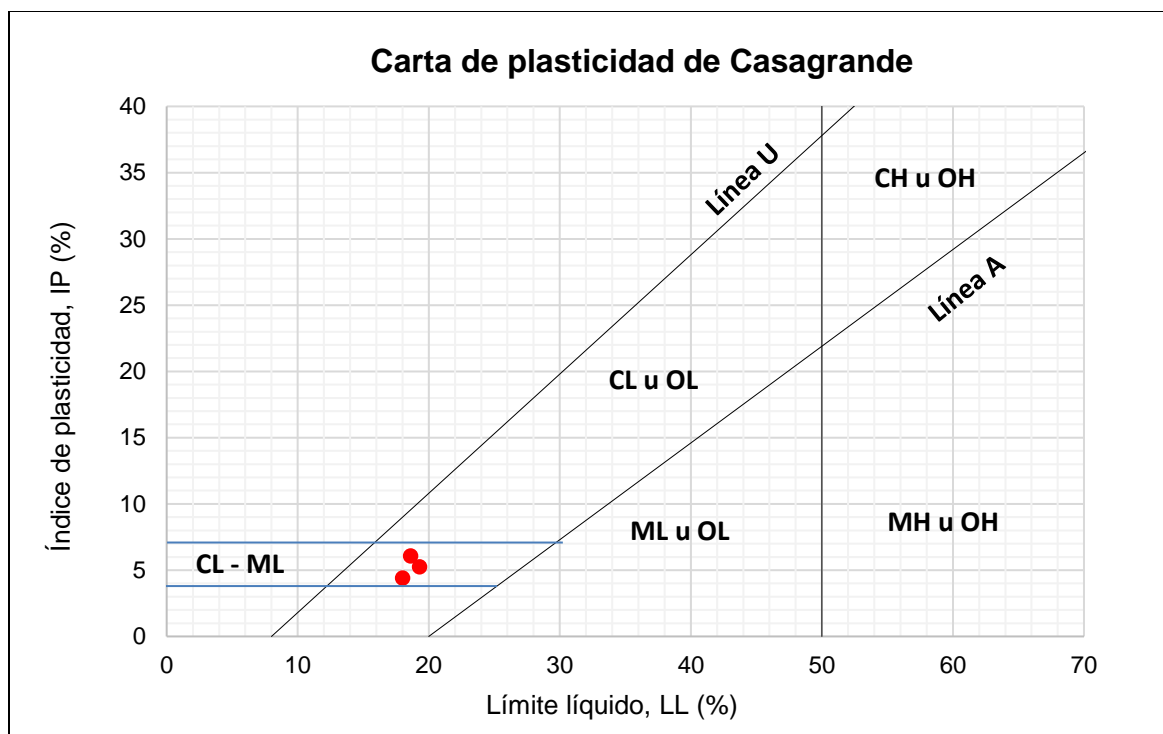


Tamaño de partícula	M1	M2
Grava	0,2%	0,2%
Arena	46,6%	46,2%
Limo	32,2%	32,6%
Arcilla	21,0%	21,0%

3.2.2 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg se obtuvieron siguiendo la normativa INV - 125 – 13 para el límite líquido y la INV - 126 – 13 para el límite plástico. La Figura 3-5 muestra la carta de plasticidad de Casagrande y los resultados de los límites de Atterberg obtenidos; se observa que el material se clasifica como un limo arcilloso de baja plasticidad (CL-ML).

Figura 3-5: Carta de plasticidad de Casagrande y límites de Atterberg obtenidos del material estudiado.



Material	Límite plástico	Límite Líquido	Índice de plasticidad
M1	12,6%	18,6%	6,1%
M2	13,6%	18,0%	4,4%
M2	14,1%	19,3%	5,2%

3.3 Caracterización química

Para la caracterización química del material estudiado, se realizaron ensayos de difracción de rayos X (XRD) y fluorescencia de rayos X (XRF). Estos ensayos permiten identificar la composición química y mineralógica del material, con lo que se puede establecer el grado de meteorización mediante índices de meteorización química.

3.3.1 Difracción de rayos X (XRD)

El ensayo de difracción de rayos X permite conocer la composición mineralógica y fue realizado a los materiales M1 y M2. La Tabla 3-3 muestra la concentración de minerales en el material estudiado, se observa que el material está compuesto de manera dominante

por Caolinita (Concentración >50%), seguido de una presencia algo común (entre 15 y 30%) de integrados 2:1 y 2:2 los cuales corresponden a minerales como la Vermiculita o la Montmorillonita. También se encuentran en menor presencia (entre 5 y 15%) minerales de Gipsita y Goetita y finalmente unas trazas (<5%) de Cuarzo, Hematita, Pirofilita y Dolomita.

Los Materiales M1 y M2 presentan una diferencia irrelevante en la concentración de Dolomita.

Tabla 3-3: Concentración de minerales en el material estudiado – Ensayo de difracción de rayos X (XRD)

Mineral	Concentración aproximada del mineral	
	M1	M2
Caolinita	>50%	>50%
Integrados 2:1 - 2:2 (Vermiculita o Montmorillonita)	15-30%	15-30%
Gipsita	5-15%	5-15%
Goetita	5-15%	5-15%
Cuarzo	<5%	<5%
Hematita	<5%	<5%
Pirofilita	<5%	<5%
Dolomita	-	<5%

3.3.2 Fluorescencia de rayos X (XRF)

El ensayo de fluorescencia de rayos X permite conocer la composición química de los materiales, identificando la concentración de los elementos y compuestos químicos presentes, el ensayo fue realizado a los materiales M1 y M2. La Tabla 3-4 muestra la concentración de elementos y compuestos químicos en el material estudiado; como se observa el material está compuesto predominantemente por Silicio SiO_2 (Concentración promedio de 72%), seguido de una presencia considerable de Aluminio Al_2O_3 (Concentración promedio 20, 7%), también se encuentran unas trazas de Hierro y Titanio con concentraciones de 5% y 1,5% respectivamente, finalmente se encuentran unas

concentraciones poco relevantes (<1%) de Magnesio, Fósforo, Zirconio, Azufre, entre otros.

Con los resultados obtenidos es posible identificar el grado de meteorización del suelo mediante la relación Silicio-Aluminio ($\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$) conocida como índice de Ruxton. Para la roca fresca los valores del índice varían entre 4 y 6, pero a medida que avanza la meteorización este valor disminuye a valores cercanos a 1. Según los resultados mostrados en la Tabla 3-4, el material tiene un índice de Ruxton entre 5,8 y 6,1 lo que indica que el material se encuentra muy poco meteorizado.

Según AFCAP (2014) la relación Silicio-Aluminio ($\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$) así como la relación Sílice-Sesquióxido deben calcularse usando las masas molares para normalizar los óxidos individuales. Las ecuaciones normalizadas que definen las relaciones aquí utilizadas son las siguientes:

$$\text{Índice de Ruxton} = \frac{\% \text{SiO}_2/60}{\% \text{Al}_2\text{O}_3/102} \quad (3-1)$$

$$\text{Relación Sílice – Sesquióxido} = \frac{\% \text{SiO}_2/60}{\frac{\% \text{Al}_2\text{O}_3}{102} + \frac{\% \text{Fe}_2\text{O}_3}{160}} \quad (3-2)$$

Según lo expuesto con anterioridad, la región donde se obtuvo el material posee las características de humedad, lluvia y temperatura necesarias para que ocurra un tipo de meteorización específico denominado laterización, por lo que es interesante identificar el grado de laterización del suelo mediante la relación Sílice-Sesquióxido, la cual se usa para clasificar lateritas y suelos lateríticos. Según De Medina (1964) una verdadera laterita es aquella que tiene una relación inferior a 1,33, un suelo laterítico es aquel cuya relación está entre 1,33 y 2,0, y aquellos materiales con una relación superior a 2,0 deben ser clasificados como un suelo tropical meteorizado no laterítico (De Medina, 1964). En la Tabla 3-4, se muestra que el material tiene una relación Sílice-Sesquióxido entre 5,0 y 5,2 lo que indica que es un suelo no laterítico.

Tabla 3-4: Concentración de elementos y compuestos químicos en el material estudiado – Ensayo de fluorescencia de rayos X (XRF)

Nombre	Elemento y/o compuesto	Concentración	
		M1	M2
Silicio	SiO ₂	72,30%	71,72%
Aluminio	Al ₂ O ₃	20,29%	21,08%
Hierro	Fe ₂ O ₃	5,01%	4,96%
Titanio	TiO ₂	1,46%	1,57%
Magnesio	MgO	0,38%	0,16%
Fósforo	P ₂ O ₅	0,11%	0,11%
Zirconio	Zr	0,11%	0,13%
Azufre	SO ₃	0,10%	0,06%
Cromo	Cr	0,07%	0,02%
Potasio	K ₂ O	0,06%	0,08%
Bario	Ba	0,05%	0,04%
Calcio	CaO	0,03%	0,04%
Cloro	Cl	0,02%	0,02%
Itrio	Y	42 ppm	44 ppm
Vanadio	V	28 ppm	37 ppm
Estroncio	Sr	27 ppm	30 ppm
Niobio	Nb	24 ppm	31 ppm
Zinc	Zn	-	44 ppm
Índice de Ruxton		6,1	5,8
Relación Sílice- Sesquióxido		5,2	5,0

3.4 Influencia del contenido de cemento en las propiedades del suelo

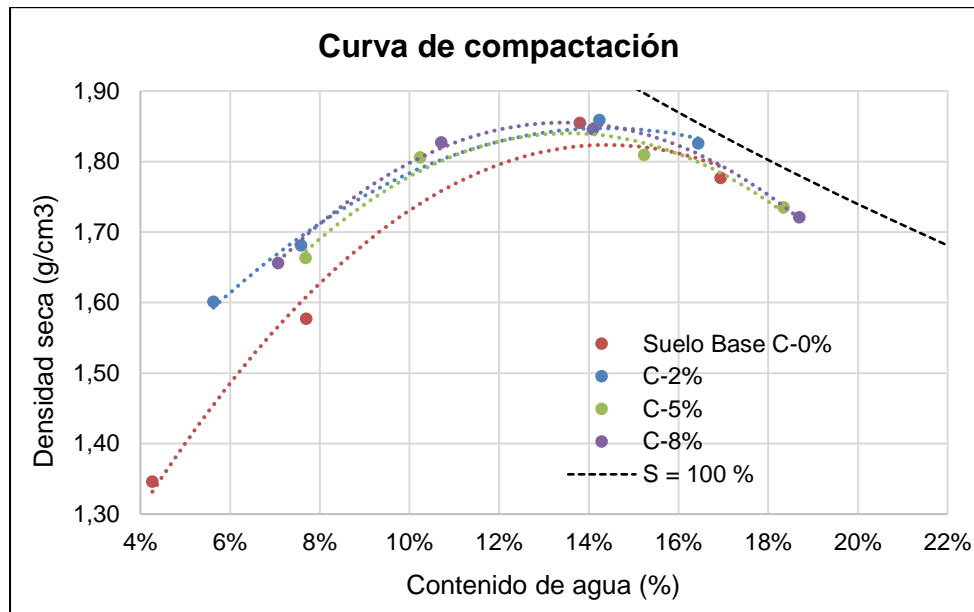
Como se ha mencionado, el programa experimental estuvo orientado a determinar el efecto de la cementación en la resistencia al corte del suelo explorado, por lo que fue conveniente poder controlar el grado de cementación del suelo estudiado, mediante la cementación artificial proporcionada por la adición de cemento Portland. En este estudio se utilizó el suelo de referencia sin cemento y mezclas de suelo-cemento con tres contenidos de cemento, calculados como la relación en peso entre el cemento y el suelo seco. En esta sección se presenta la influencia del contenido de cemento en las características de compactación y en gravedad específica de sólidos (G_s).

3.4.1 Compactación dinámica

La compactación dinámica permite determinar la densidad seca máxima ($\rho_{d\ max}$) o el peso unitario seco máximo ($\gamma_{d\ max}$) y el contenido de agua óptimo (w_{\opt}) a través del ensayo modificado de compactación. El ensayo se realizó siguiendo la normativa INV E – 142 – 13, y fue ejecutado para el material base sin cemento, y para tres mezclas de suelo-cemento. El suelo base y el cemento fueron mezclados en seco, posteriormente se agregó el agua deseada y se compactó. Los contenidos de cemento utilizados en las mezclas fueron: 2%, 5% y 8%, calculados como la relación entre el peso del cemento y el suelo seco. La Figura 3-6 muestra las curvas de compactación dinámica para el suelo base y las mezclas estudiadas, así como los resultados del contenido de agua óptimo y la densidad seca máxima obtenida.

Las curvas de compactación muestran que un aumento en el contenido de cemento, conlleva a un aumento en la densidad seca máxima y una reducción del contenido de agua óptimo. Este comportamiento se puede explicar por dos motivos principales: Primero, el cemento tiene una gravedad específica más alta ($G_{s\ cemento} = 3.15$), por lo que la densidad seca máxima aumenta con el incremento en el contenido de cemento, y segundo, el cemento es un material fino, por lo que los vacíos son ocupados por las partículas finas del cemento, quitando de esta manera volumen para alojar agua. Este comportamiento concuerda con lo observado en varias investigaciones. por ejemplo, la realizada por Estabragh et al. (2011).

Figura 3-6: Curvas de compactación dinámica, suelo base (sin cemento), mezclas de suelo-cemento con contenidos de cemento de 2, 5 y 8%:



Suelo	Contenido de agua óptimo (%)	Densidad seca máxima (g/cm ³)
Suelo Base C-0%	14,4%	1,82
C-2%	14,4%	1,85
C-5%	13,5%	1,84
C-8%	13,4%	1,86

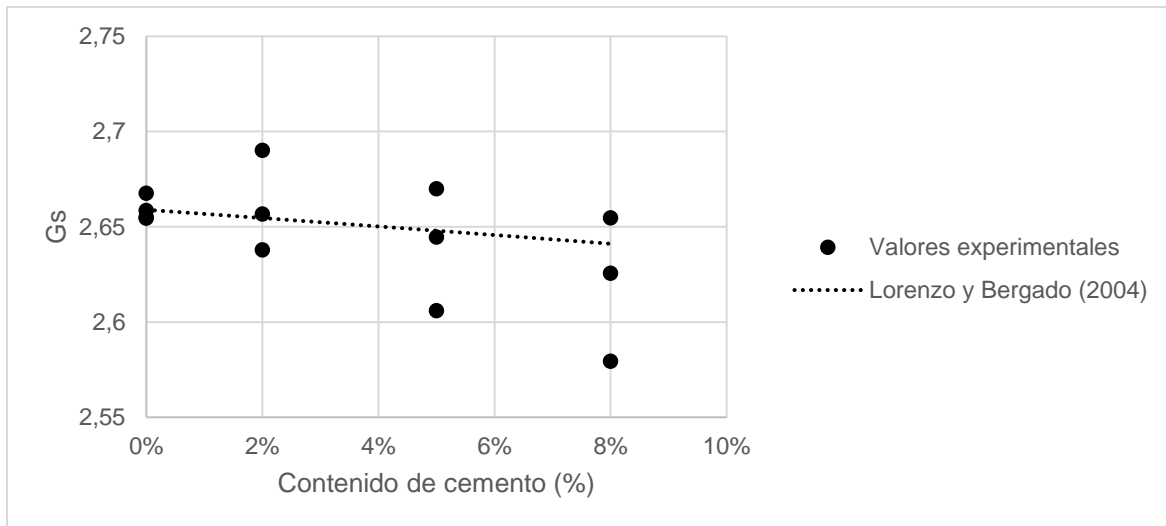
3.4.2 Gravedad específica de las partículas sólidas de los suelos (Gs)

La gravedad específica de los sólidos, es la relación entre la masa de un cierto volumen de sólidos a una temperatura dada y la masa del mismo volumen de agua destilada y libre de gas a igual temperatura. El ensayo fue realizado siguiendo la normativa INV E – 128 - 13 y fue ejecutado en el material base sin cemento y para tres mezclas de suelo cemento. (0%, 2%, 5% y 8% de contenido de cemento) después de no menos de 35 días de curado. La Figura 3-7 muestra la variación de la gravedad específica de sólidos por la adición de cemento.

Se observa que la gravedad específica tiene una pequeña disminución al incrementar el contenido de cemento, esto se explica principalmente por la expansión producida por la

hidratación del cemento. Fernández (1975) explica que el volumen de sólidos aumenta durante la hidratación del cemento, pues los productos de hidratación de 1 cm^3 de cemento anhídrido, requieren por los menos un volumen de 2 cm^3 , es decir el volumen de cada grano de cemento se ha duplicado (Fernández, 1975), en consecuencia, la gravedad específica de la mezcla suelo-cemento debe reducirse.

Figura 3-7: Variación en la gravedad específica de sólidos por la adición de cemento.



Lorenzo y Bergado (2004) dedujeron una expresión para la gravedad específica de la mezcla de suelo-cemento (G_{st}) en función de la gravedad específica del suelo base ($G_{s \text{ base}} = 2.659$) y el contenido de cemento (A_c); como se ve en la Figura 3-7 la expresión de Lorenzo y Bergado (2004) (ecuación 3-3) se adapta adecuadamente en este caso.

$$G_{st} = G_{s \text{ base}} \left(1 - \frac{A_c}{100} \right)^{0.0807} \quad (3-3)$$

3.5 Fabricación de probetas

Para la fabricación de las probetas el material fue secado al horno, se retiraron los sobre tamaños retenidos en el tamiz #10, mezclado con cemento y agua y compactado a una densidad seca deseada. La probeta es extraída del molde, envuelta en papel plástico, marcada y almacenada por un tiempo establecido en un cuarto a humedad y temperatura controlada. Los contenidos de cemento utilizados en las mezclas fueron: 0% (suelo base

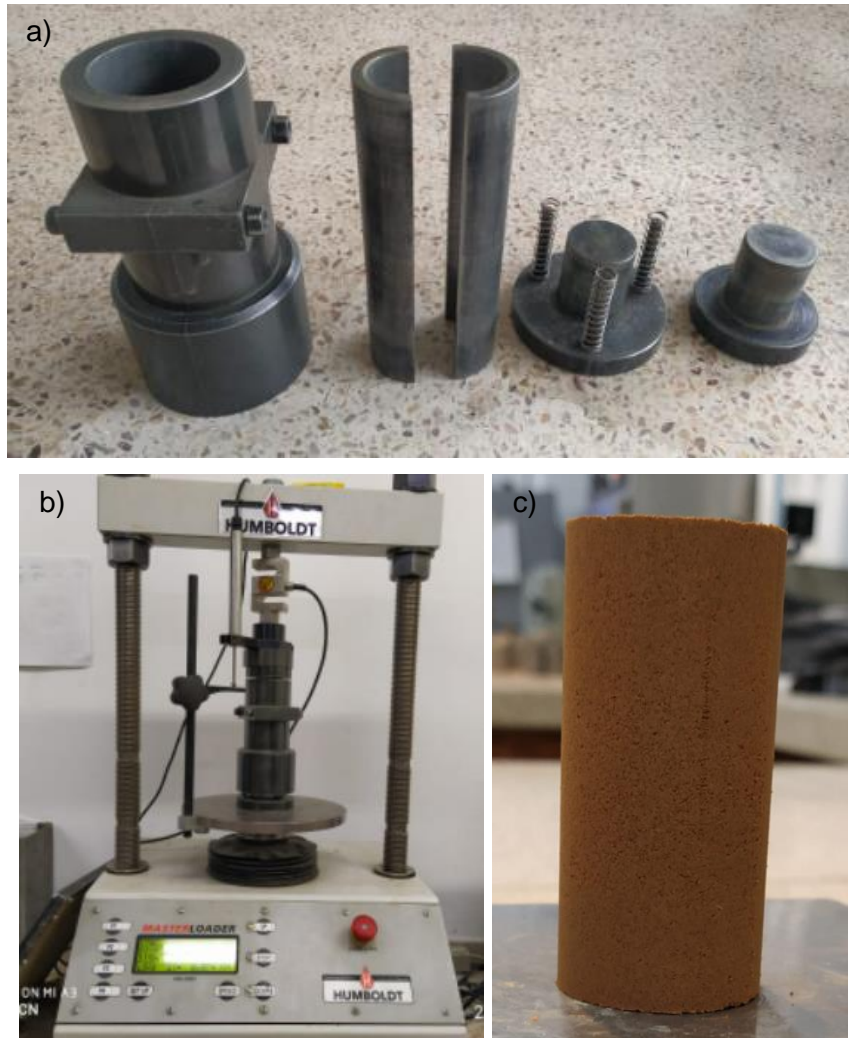
no cementado), 2%, 5% y 8%, calculados como la relación entre el peso del cemento y el suelo seco. las mezclas de suelo cemento realizadas, son las mostradas en la Tabla 3-5.

La compactación fue estática y se realizó a una velocidad controlada de 1.25 mm/min, al llegar a la altura de la muestra deseada, la carga se mantuvo constante por un periodo entre 5 y 10 min para evitar el rebote elástico. El esfuerzo vertical requerido para compactar la muestra varió entre 150 kPa y 200 kPa. El diámetro de las probetas es de 38 mm y su altura de 80 mm. La Figura 3-8 muestra el molde utilizado, el proceso de compactación y la muestra después de compactada y desmoldada.

Tabla 3-5: Mezclas de suelo-cemento realizadas

Mezcla	Contenido de cemento (%)	Contenido de agua de mezclado (%)
Suelo 0%C (No cementado)	0	14
Suelo 2%C	2	14
Suelo 5%C	5	14
Suelo 8%C	8	14

Figura 3-8: a) Molde de compactación; b) Proceso de compactación estática; c) Muestra compactada y desmoldada.



3.5.1 Densidad seca de compactación

Las muestras se compactaron inicialmente a una densidad seca de 1.82 g/cm^3 y a un contenido de agua de compactación de 14%, estos valores corresponden aproximadamente a la densidad seca máxima y el contenido de agua óptimo que se obtuvieron con el ensayo de Proctor modificado (ver sección 3.4.1). Sin embargo, al ensayar las probetas se identificó una limitante en la capacidad del equipo triaxial, particularmente por el esfuerzo de confinamiento necesario para alcanzar el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica. El equipo disponible tenía una capacidad máxima de 1000 kPa con el cual no era posible alcanzar la cedencia.

Para superar estas limitaciones, la densidad seca de compactación se disminuyó a 1.5 g/cm³, de esta manera se logró la cedencia en compresión isotrópica en las probetas con 0% y 2% de cemento, la probeta con 5% de cemento se encontraba cerca a la cedencia y la probeta con 8% de cemento se mantuvo siempre sobre la línea de recarga/descarga.

Las muestras que se compactaron a una densidad seca de 1.82 g/cm³ y con un contenido de cemento de 8%, se dejaron curar en periodos de tiempo de 0, 14, 21, 28 y 35 días para evaluar la evolución de la cementación en el tiempo y determinar el tiempo de curado óptimo o mínimo. Mientras que las muestras que se compactaron a una densidad seca de 1.5 g/cm³ y con un contenido de cemento de 0, 2, 5 y 8% fueron ensayadas en compresión triaxial luego de un tiempo de curado mayor al determinado como óptimo o mínimo.

3.6 Determinación del tiempo de curado óptimo

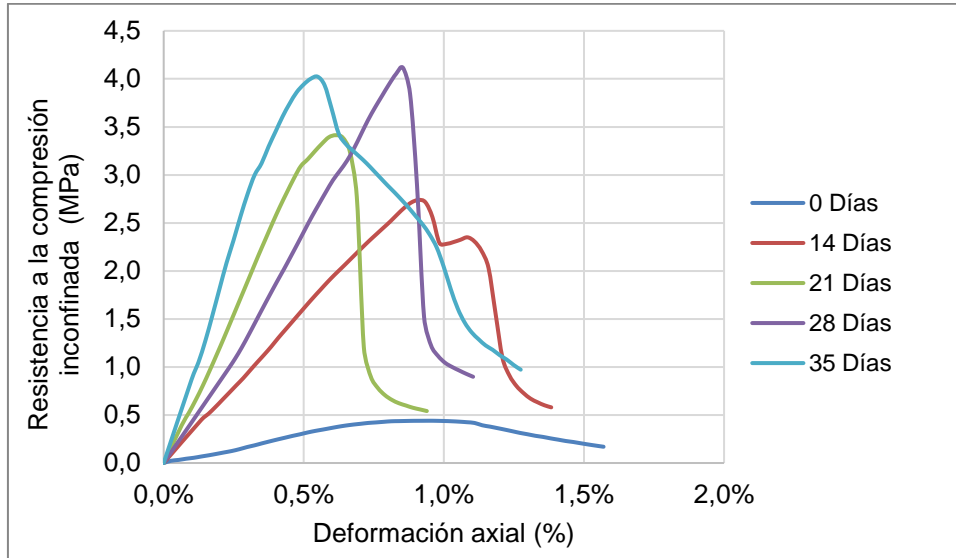
La evolución de la cementación en el tiempo se evaluó para la mezcla de suelo-cemento con mayor contenido de cemento, es decir, con 8% de cemento, con una densidad seca de 1.82 g/cm³ y un contenido de agua de compactación de 14%. Para ello se realizaron ensayos de compresión inconfiada para diferentes tiempos de curado (0, 14, 21, 28 y 35 días).

La Figura 3-9 muestra las relaciones esfuerzo-deformación obtenidas de los ensayos de compresión inconfiada, realizados para diferentes tiempos de curado. Se observa que la muestra fallada instantes después de ser compactada (es decir a los 0 días) obtuvo una resistencia de 0,44 MPa, mientras que cuando se dejó curar por 14 y 21 días la resistencia aumentó 6.25 y 7.63 veces hasta un valor de 2.78 y 3.39 MPa respectivamente; ahora cuando el tiempo de curado fue de 28 y 35 días la resistencia permaneció constante con un promedio de 4.1 MPa.

Se observa que el 67% de la resistencia se desarrolla a los 14 días, mientras que el 82% se obtiene a los 21 días. En todas las muestras se observó un comportamiento frágil, el cual se acentúa a medida que el tiempo pasa y la cementación crece, En general, la resistencia aumenta con el tiempo hasta los 28 días de curado donde se obtiene la máxima resistencia y se mantiene constante para mayores tiempos de curado, sin embargo, la

muestra fallada a los 35 días se volvió más rígida, lo que indica que la cementación aún tiene efecto en este tiempo de curado.

Figura 3-9: Resultados de los ensayos de resistencia a la compresión inconfiada contenidos de cemento 8% a diferentes tiempos de curado.



Los resultados aquí obtenidos permitieron determinar que un tiempo de curado de mínimo 35 días garantiza el completo desarrollo de la resistencia y la cementación, de modo que todas las muestras ensayadas dentro del desarrollo del programa experimental fueron curadas durante al menos este periodo de tiempo.

3.7 Programa experimental

El programa experimental de este trabajo, incluye ensayos de resistencia a la compresión inconfiada (UCS) y una serie de ensayos de compresión triaxial drenados (CD) y no drenados (CU). En resumen, para cada una de las cuatro mezclas (0%, 2%, 5%, 8% de cemento) se realizaron ensayos de compresión inconfiada, y ensayos de compresión triaxial a cuatro presiones de confinamiento (150, 300, 450 y 700 kPa) en condición consolidada y falla drenada y no drenada. La Tabla 3-6 resume el programa experimental realizado en este estudio.

Tabla 3-6: Programa experimental, UCS: Resistencia a la Compresión Inconfinada, CU: Ensayo de compresión triaxial Consolidado No Drenado, CD: Ensayo de compresión triaxial Consolidado No Drenado.

Contenido de cemento (%)	Densidad seca (g/cm ³)	Presión de confinamiento (kPa)	Programa de ensayos
0	1,5	0	UCS
0	1,5	150	CU, CD
0	1,5	300	CU, CD
0	1,5	450	CU, CD
0	1,5	700	CU, CD
2	1,5	0	UCS
2	1,5	150	CU, CD
2	1,5	300	CU, CD
2	1,5	450	CU, CD
2	1,5	700	CU, CD
5	1,5	0	UCS
5	1,5	150	CU, CD
5	1,5	300	CU, CD
5	1,5	450	CU, CD
5	1,5	700	CU, CD
8	1,5	0	UCS
8	1,5	150	CU, CD
8	1,5	300	CU, CD
8	1,5	450	CU, CD
8	1,5	700	CU, CD

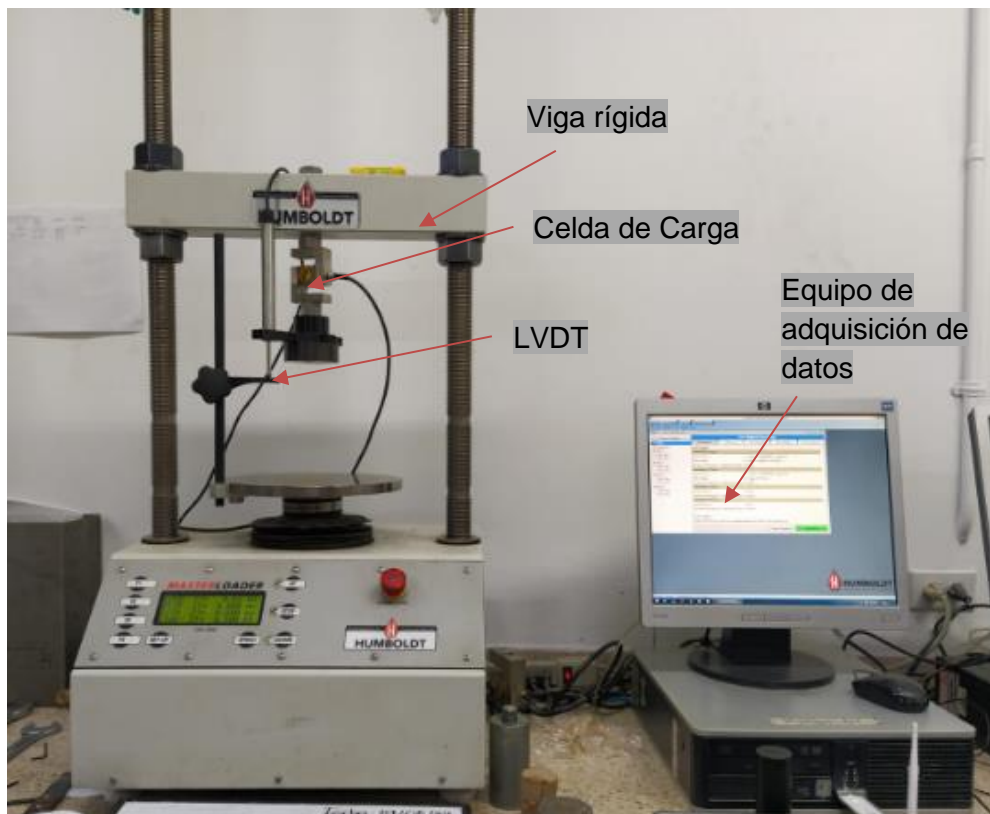
3.7.1 Ensayo de resistencia a la compresión inconfinada

El ensayo de resistencia a la compresión inconfinada, es uno de los ensayos más realizados en la ingeniería geotécnica, pues es un ensayo económico, sencillo y práctico. A menudo el ensayo de resistencia a la compresión inconfinada es realizado para medir la

efectividad de la cementación en los suelos cementados artificialmente, por lo tanto, en este trabajo se llevó a cabo una serie de ensayos de compresión inconfiada con diferentes contenidos de cemento (2%, 5%, 8%) a un tiempo de curado mayor a 35 días, así como su respectiva comparación con el suelo no cementado (0%) en aras de cuantificar la eficacia de la cementación inducida.

El ensayo de resistencia a la compresión inconfiada se realizó siguiendo la normativa INV – 152 – 13, el equipo utilizado es un marco de carga automatizado Humboldt Master Loader HM-3000 con capacidad para 50 kN, un transformador lineal de desplazamiento variable (LVDT), una celda de carga y un equipo para adquisición de datos. Durante la etapa de carga, la muestra es empujada hacia arriba contra la viga rígida, el LVDT mide el desplazamiento aplicado (en mm) y la celda de carga mide la carga que resiste la muestra (en kN), a la vez que el equipo de cómputo registra y guarda los datos de carga y desplazamiento. La velocidad de deformación para todas las muestras fue de 0,4 mm/min (0,5%/min). La Figura 3-10 muestra la configuración del equipo utilizado.

Figura 3-10: Equipo Humboldt Master Loader HM – 3000 utilizado.

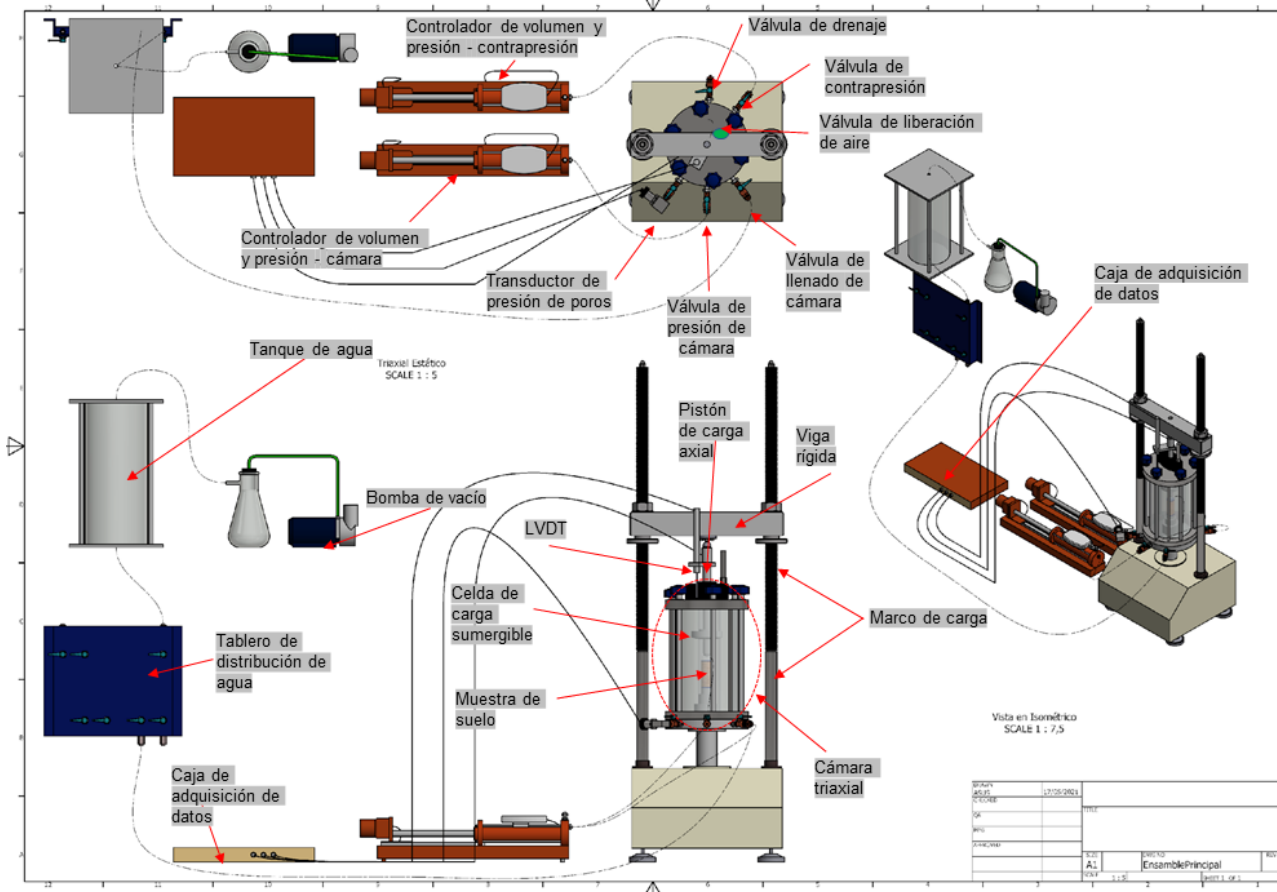


3.7.2 Ensayo de compresión Triaxial

El objetivo principal de este trabajo es evaluar el efecto de la cementación en el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga, por lo que se realizó una serie de ensayos de triaxiales no drenados (CU) y drenados (CD) en el suelo base mezclado con diferentes contenidos de cemento (2%, 5% y 8%) a diferentes presiones de confinamiento (150, 300, 450 y 700 kPa). Se llevaron a cabo ensayos triaxiales en el suelo base sin cemento (0%) para obtener el comportamiento de referencia y evaluar el efecto de la cementación por la adición del cemento. El programa experimental de los ensayos triaxiales se resume en la Tabla 3-6.

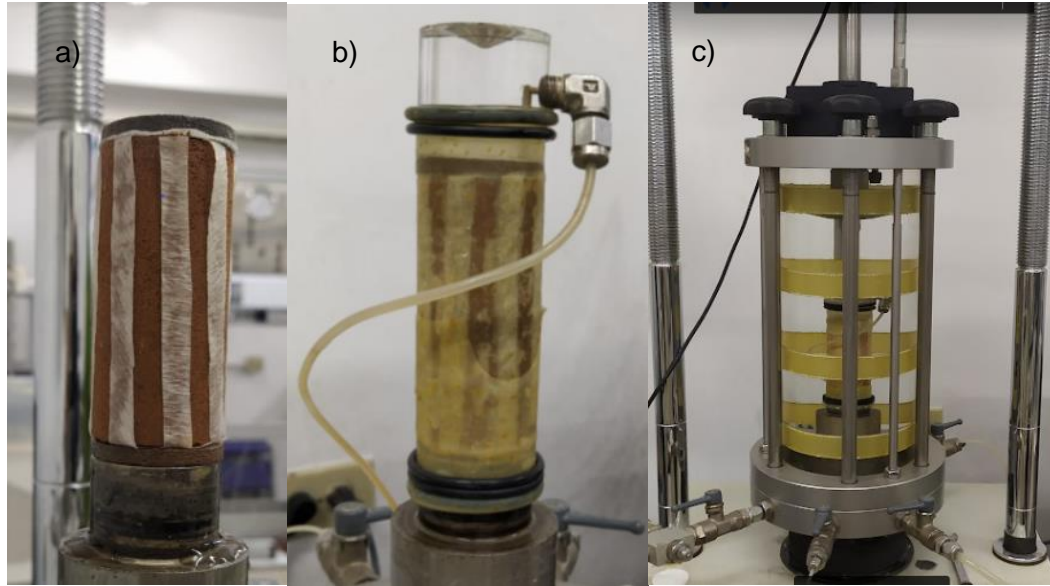
El equipo triaxial utilizado en este trabajo consiste en una cámara triaxial GDS con capacidad de 1 MPa, una base, un marco de carga automatizado de 50 kN. La cámara triaxial tiene un diámetro interno de 13 cm y una altura de 36 cm, la base es para muestras de 38 mm de diámetro. El sistema de drenaje de la cámara triaxial es bidireccional en la parte superior e inferior, lo que permite aplicar la contrapresión en la parte superior y medir la presión de poros en la parte inferior o viceversa. Se utilizaron dos controladores de presión y volumen (GDS STDDPC) para aplicar y controlar las presiones de cámara y contrapresión, así como para registrar los cambios de volumen, estos controladores pueden aplicar hasta 1MPa de presión con un volumen máximo de 200 cm³. La celda de carga es sumergible y soporta una carga de hasta 10 kN. Para medir el desplazamiento axial se utiliza un transformador lineal de desplazamiento variable (LVDT) de 50mm de recorrido, acoplado al eje de la celda de carga. La celda de carga, el transductor de presión de poros y el LVDT están conectados a la caja de adquisición de datos que puede transferir las lecturas a la computadora donde son almacenados. Durante el proceso de carga, el marco de carga automatizado empuja la cámara triaxial hacia arriba contra la viga rígida comprimiendo la muestra a una velocidad de deformación definida. Todas las condiciones del ensayo están totalmente controladas por computadora y los resultados son registrados a través del software GDSLAB. La Figura 3-11 muestra la configuración y el diagrama esquemático del equipo utilizado.

Figura 3-11: Diagrama esquemático del equipo triaxial utilizado. Adaptado de: UNAL (2021)



Antes de iniciar el ensayo, todas las líneas de presión y drenaje que se conectan a la cámara triaxial, en especial la línea del transductor de presión de poros se lavan y “purgan” con agua para desairear el sistema, posteriormente se coloca sobre la base, una piedra porosa, un papel filtro y la muestra, ahora sobre la muestra se coloca el papel filtro superior y lateral, una piedra porosa y el bloque de carga o “top cap”; todo el conjunto se envuelve en una membrana de látex, la cual sella la muestra con juntas tóricas (O-ring) en la parte superior y en la base, se instala la línea de drenaje superior y finalmente se asegura y sella la cámara triaxial a la base ajustándola con varillas y tornillos. La Figura 3-12 ilustra el proceso de montaje de la muestra.

Figura 3-12: Proceso de montaje de la muestra en el equipo triaxial, a) muestra sobre la base con piedras porosas superior e inferior, papel filtro superior, lateral e inferior; b) muestra sellada con membrana, bloque de carga y línea de drenaje instalada; c) cámara triaxial ensamblada.



Antes de iniciar la etapa de saturación, se realiza un procedimiento de lavado o “flushing” de la muestra, se aplica un pequeño gradiente de presión entre la parte inferior (entrada) y el sistema de drenaje superior (salida) dejando abierta la válvula de salida, esto permite que el aire escape del espacio de los poros y de la línea de drenaje a medida que el agua asciende llenando los poros de la muestra. Es obligatorio una presión de cámara mayor a la contrapresión para mantener el esfuerzo efectivo positivo (Wild et al., 2017).

Durante la etapa de saturación se aplicó la contrapresión y la presión de cámara en rampas o incrementos lineales de 50 a 100 kPa durante varias horas o días, manteniendo constante un esfuerzo efectivo promedio (p') de 50 kPa, al terminar cada rampa se realizó el chequeo del parámetro del B de Skempton siguiendo la metodología INV – 153 – 13 y la ASTM D7181 – 20 , el suelo se consideró saturado cuando el valor de B es mayor o igual 0,95, o si B permaneció constante ante incrementos adicionales en la contrapresión, para las muestras más rígidas un valor de B superior a 0,9 se consideró satisfactorio. Para lograr la saturación fue necesario utilizar valores de contrapresión entre 300 y 500 kPa.

Una vez saturada la muestra, se inicia la etapa de consolidación isotrópica, generando incrementos por etapas en la presión de cámara, midiendo el cambio de volumen y el tiempo transcurrido. En cada etapa de consolidación el suelo se consideró consolidado cuando el volumen se mantuvo constante y se procedió a realizar otro incremento. Este procedimiento se realizó hasta llegar al esfuerzo efectivo de consolidación deseado y permitió obtener las curvas de compresibilidad isotrópica. En este trabajo el esfuerzo efectivo de consolidación varió entre 150 y 700 kPa

Completada la consolidación, las muestras se fallaron por corte a una velocidad de deformación que se determinó según la deformación esperada en la falla (ε_f) y el tiempo al 90% de la consolidación (t_{90}). La velocidad de deformación ($\dot{\varepsilon}$) fue calculada según la ASTM D7181 – 20 siguiendo la ecuación (3-4)

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_f}{16t_{90}} \quad (3-4)$$

La velocidad de deformación utilizada fue de 0,01%/min para los ensayos drenados y no drenados. Para los ensayos drenados, esta velocidad permite que los excesos de presión de poros sean mínimos durante el corte, mientras que en los ensayos no drenados se pretende que la distribución de la presión de poros sea uniforme dentro de la muestra, particularmente en el momento de la falla.

4. Resultados experimentales y análisis de resultados

En este capítulo se presentan las características de resistencia al corte del suelo cementado artificialmente mediante los resultados experimentales del trabajo realizado; el programa experimental permitió mostrar el efecto de la cementación en la resistencia al corte del suelo. Se realizaron ensayos de compresión inconfiada, compresión isotrópica y ensayos triaxiales drenados (CD) y no drenados (CU). Se ensayaron mezclas de suelo-cemento con contenidos de cemento de (0, 2, 5 y 8%).

En general, los resultados mostraron que el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica, la resistencia al corte y la rigidez inicial aumentaron cuando se incrementó la cementación. Las muestras con mayor grado de cementación mostraron estados de esfuerzos por encima de la línea del estado crítico y se observó la degradación de la cementación durante el corte tanto en condiciones drenadas como no drenadas. Al aumentar la cementación el suelo se volvió más frágil, pues a bajas presiones de confinamiento se observó una transición de un comportamiento de endurecimiento por deformación y compresivo a uno de ablandamiento y dilatante, sin embargo, al aumentar el esfuerzo de confinamiento el comportamiento exhibió una nueva transición a uno de endurecimiento por deformación y compresivo.

La primera parte del capítulo, muestra los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión inconfiada, mostrando el efecto de la cementación en la resistencia y en la rigidez, así como su efecto en la fragilidad del suelo.

Finalmente se muestran los resultados de compresión triaxial, mostrando el comportamiento del suelo en los ensayos de compresión isotrópica, las trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial no drenado (CU), las relaciones esfuerzo- deformación y la respuesta del exceso de presión de poros y el comportamiento en condición triaxial

drenada (CD), particularmente las deformaciones volumétricas durante el corte y las relaciones esfuerzo-deformación.

4.1 Resultados de ensayos de resistencia a la compresión inconfiada

El efecto de la cementación sobre el comportamiento del suelo cementado con diferentes contenidos de cemento (0%, 2%, 5% y 8%) en la resistencia a la compresión inconfiada (UCS) se muestra en la Figura 4-1 y los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 4-1. Las muestras fueron preparadas mezclando el suelo seco con cemento y agua, compactadas a una densidad seca de $1,5 \text{ g/cm}^3$, desmoldadas y se colocaron en un cuarto de curado a temperatura y humedad relativa controladas durante no menos de 35 días.

La resistencia a la compresión inconfiada desarrollada por la muestra no cementada (0%) aumentó hasta un pico de 22,3 kPa y luego disminuyó ligeramente a medida que aumentaba la deformación. Al agregar solo un 2% de cemento la resistencia incrementó 3,2 veces respecto a la resistencia de la muestra no cementada, es decir hasta 72 kPa, al agregar 5% de cemento la resistencia incrementó 12,8 veces (286,2 kPa), y finalmente, al agregar un 8% de cemento la resistencia aumentó 57,4 veces respecto a la resistencia de la muestra no cementada. Los resultados muestran contundentemente que un aumento en el contenido de cemento condujo a un aumento en la resistencia al corte del suelo en compresión inconfiada. Estos resultados son congruentes con lo reportado por Uddin et al, (1997), Lorenzo y Bergado (2006) y Tan et al., (2002). El incremento ha sido tan importante que el eje de la resistencia a la compresión inconfiada en la Figura 4-1 tuvo que graficarse en escala logarítmica para lograr visualizar de mejor manera los resultados obtenidos.

También, al aumentar la cantidad de cemento se reduce la deformación axial en el momento de la falla o pico, pues para la muestra no cementada, el pico ocurre al 1,82% de la deformación axial y para el suelo con 2%, 5% y 8% ocurre al 1,08%, 0,64% y 0,23% respectivamente. De hecho, si se observan las curvas del suelo no cementado y el suelo con un 2% de cemento, un mayor contenido de cemento también condujo a una menor deformación y menor resistencia en el estado post-pico. Este comportamiento indica que el suelo aumenta su fragilidad a medida que se aumenta la cementación, pues una vez se

alcanza el pico en la resistencia, la reducción de la resistencia ocurre a una tasa más alta para mayores grados de cementación.

Figura 4-1: Resultados de los ensayos de resistencia a la compresión inconfiada con diferentes contenidos de cemento (0%, 2%, 5% y 8%).

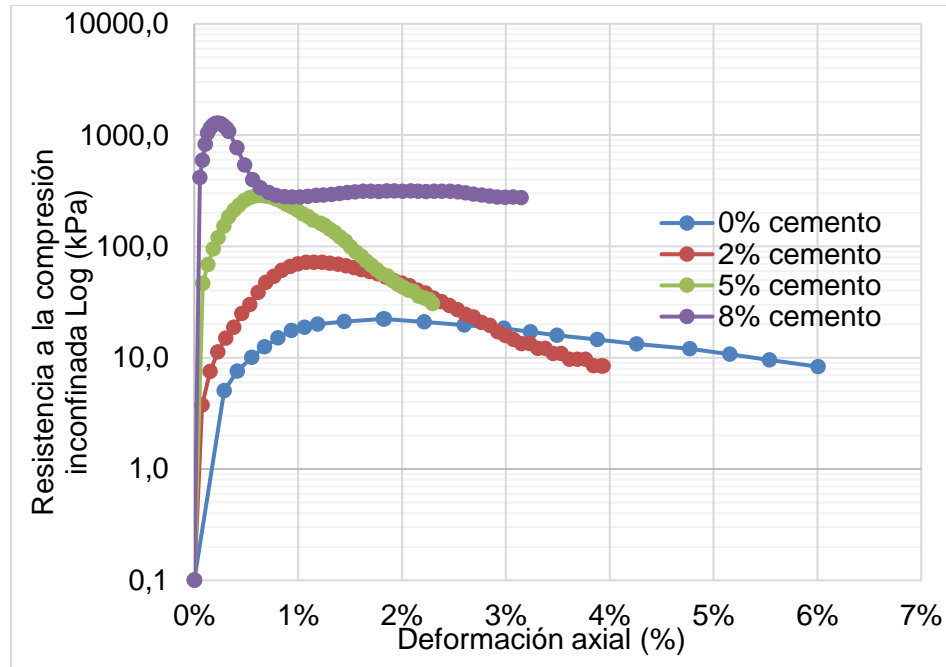


Tabla 4-1: Resumen de los resultados de los ensayos de compresión inconfiada.

Contenido de cemento (%)	Resistencia a la compresión inconfiada q_u (kPa)	Deformación en el pico de resistencia ϵ_{pico} (%)	Resistencia residual q_{res} (kPa)	Índice de fragilidad I_B
0	22,3	1,82%	8,31	1,68
2	72	1,08%	8,44	7,53
5	286,2	0,64%	30,59	8,36
8	1279,2	0,23%	274,47	3,66

Para medir la ductilidad del material puede utilizarse el índice de fragilidad (I_B) adoptado por Maher y Ho (1993), la expresión de (I_B) se define en la ecuación 3-4:

$$I_B = \frac{q_f}{q_r} - 1 \quad (3-4)$$

Donde q_f y q_r son la resistencia al corte en el estado pico y residual, respectivamente. Nótese que un valor más alto de I_B indica una mayor fragilidad del suelo.

Por ejemplo, la muestra con 2% de cemento, después de superar la resistencia pico redujo su resistencia en un 88% lo que indica que el índice de fragilidad fue de $I_B = 7,5$, en comparación con $I_B = 1,7$ para la muestra no cementada que mostró un comportamiento menos frágil. Por otro lado, la muestra con 5% de cemento presentó un $I_B = 8,4$, mostrando mayor fragilidad que las muestras con 2 y 0% de cemento. Particularmente la muestra con 8% de cemento obtuvo un índice de fragilidad de $I_B = 3,7$, en este caso, la resistencia se redujo en un 78% hasta alcanzar un valor residual $q_r = 274,5 \text{ kPa}$, sin embargo, esto se debió a que la muestra inicialmente falló por una esquina, permitiendo seguir soportando el esfuerzo a medida que aumentó la deformación, pero al llegar a una deformación de 3,1% la muestra redujo su resistencia súbitamente hasta un valor de prácticamente cero, en este caso el I_B sería teóricamente infinito.

En general, la resistencia al corte pico en el ensayo de compresión confinada aumenta con la cementación, a su vez que el suelo se vuelve más frágil. La cementación permite que el suelo cementado soporte un mayor esfuerzo que el suelo no cementado debido al efecto de los enlaces de la cementación; sin embargo, debido a la rotura de la cementación durante el estado post-pico, la falla es súbita y repentina lo que podría implicar algún riesgo en terraplenes o estructuras de pavimento. Nguyen (2016) mostró que la reducción de la fragilidad del suelo cementado puede lograrse con la inclusión de refuerzos de fibras naturales o sintéticas, sin embargo, dicho estudio no se encuentra dentro del alcance de este trabajo.

4.2 Resultados de ensayos de compresión triaxial

El efecto de la cementación en el comportamiento del suelo con diferentes contenidos de cemento (0%, 2%, 5% y 8%), en ensayos de compresión triaxial (CU), las relaciones esfuerzo deformación y la respuesta del exceso de presión de poros, así como el

comportamiento en condiciones de ensayo triaxial drenado (CD), se presentan en las secciones 4.2.1 a 4.2.4.

Las muestras fueron preparadas mezclando el suelo seco con cemento y agua, compactadas a una densidad seca de $1,5 \text{ g/cm}^3$, desmoldadas y colocadas en un cuarto de curado a temperatura y humedad relativa controlada durante no menos de 35 días. Los esfuerzos efectivos de confinamiento variaron entre 150 y 700 kPa. La Tabla 4-2 y la Tabla 4-3 presentan el resumen de los resultados de los ensayos de compresión triaxial drenados y no drenados.

Tabla 4-2: Resumen de los resultados de los ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU).

Contenido de cemento A_w (%)	Presión de confinamiento σ'_c (kPa)	Esfuerzo desviador pico q_{pico} (kPa)	Deformación en el pico de resistencia ϵ_{pico} (%)	Resistencia residual q_{res} (kPa)	Exceso de presión de poros máximo Δu_{max} (kPa)	Parámetro A en la falla $\Delta u/\Delta q$	Índice de fragilidad I_B
0	150	99,3	0,73%	83,9	127,5	0,83	0,18
	300	140,2	0,68%	108,3	268,2	1,40	0,29
	450	202,5	0,62%	180,6	390,9	1,38	0,12
	700	337,4	0,93%	267,2	620,7	1,23	0,26
2	150	228,6	0,36%	135,6	125,6	0,25	0,69
	300	251,8	0,82%	145,1	260,4	0,75	0,73
	450	262,7	0,88%	166,2	400,2	1,13	0,58
	700	439,8	0,74%	262,2	610,6	0,98	0,68
5	150	789,3	1,55%	651,1	106,5	0,04	0,21
	300	914,1	0,51%	604,5	199,2	0,21	0,51
	450	743,6	0,80%	493,1	335,4	0,39	0,51
	700	980,0	0,62%	539,7	565,1	0,47	0,82
8	150	1149,3	0,58%	558,5	96,9	0,05	1,06
	300	1167,2	1,27%	707,6	176,9	0,08	0,65
	450	1273,2	0,77%	788,2	276,1	0,21	0,62
	700	1397,8	0,52%	831,3	564,6	0,35	0,68

Tabla 4-3: Resumen de los resultados de los ensayos triaxiales consolidados drenados (CD).

Contenido de cemento (%)	Presión de confinamiento σ'_c (kPa)	Esfuerzo desviador pico q_{pico} (kPa)	Deformación en el pico de resistencia ϵ_{pico} (%)	Resistencia residual q_{res} (kPa)
0	150	366,5	24,40%	365,2
	300	726,6	24,66%	725,3
	450	1062,8	24,30%	1062,5
	700	1517,6	19,17%	1287,6
2	150	388,4	21,88%	385,6
	300	717,1	25,41%	717,1
	450	1059,0	23,55%	1057,2
	700	1598,5	19,87%	1598,5
5	150	648,7	0,93%	449,5
	300	930,3	10,00%	798,8
	450	1079,0	21,64%	1072,4
	700	1566,1	14,70%	1376,9
8	150	1137,9	0,72%	683,9
	300	1369,8	0,82%	1141,0
	450	1477,3	7,58%	1231,7
	700	1906,0	13,77%	1903,3

Lorenzo y Bergado (2006) mostraron que la proporción entre la relación de vacíos después del curado y el contenido de cemento (e_{0t}/A_w) son suficientes para caracterizar la resistencia y la compresibilidad del suelo mezclado con cemento, pues se ha demostrado que la relación e_{0t}/A_w combina la influencia del contenido de agua de mezclado, el peso unitario, el tiempo de curado, el esfuerzo de compactación, el esfuerzo de curado y el contenido de cemento en la resistencia al corte del suelo cementado.

Las muestras de suelo-cemento estudiadas en este trabajo, buscaron aislar el efecto de la cementación, controlando en todos los casos, el contenido de agua de mezclado, el peso unitario y el esfuerzo de compactación, de modo que solo se varió el contenido de cemento, con lo cual se obtuvo una relación de mezcla de (e_{ot}/A_w) de 39, 15.8 y 9.8 para el material con 2%, 5% y 8% de contenido de cemento (ver Tabla 4-4).

Tabla 4-4: relación e_{ot}/A_w para las diferentes mezclas estudiadas.

Contenido de cemento A_w	Relación de vacíos después del curado e_{ot}	e_{ot}/A_w
0%	0,77	Material Base
2%	0,78	39,0
5%	0,79	15,8
8%	0,78	9,8

4.2.1 Influencia de la cementación en la compresión isotrópica

La Figura 4-2 muestra los resultados de los ensayos de consolidación isotrópica de las muestras para diferentes contenidos de cemento. Como se observa, las presiones de confinamiento oscilan entre 20 y 700 kPa. La relación de vacíos inicial promedio (e_0) se midió en 0,77 para el material sin cementante (0%), mientras que para el material cementado con 2, 5 y 8% fue de 0,78, 0,79 y 0,78 respectivamente. Para una mejor interpretación, las curvas de compresibilidad del suelo con diferentes contenidos de cemento, se normalizaron con respecto a su relación de vacíos inicial y se muestran en la Figura 4-3.

Las curvas de compresión isotrópica del material cementado se ubican por encima de las curvas del material no cementado, también se observa que para un mismo nivel de esfuerzos el suelo cementado puede sostener una relación de vacíos superior a la del suelo equivalente no cementado o con un menor grado de cementación, lo cual concuerda con lo visto por Leroueil y Vaughan (1990) y Burland (1990).

Figura 4-2: Resultados de los ensayos de compresión isotrópica con diferentes contenidos de cemento (0%, 2%, 5% y 8%).

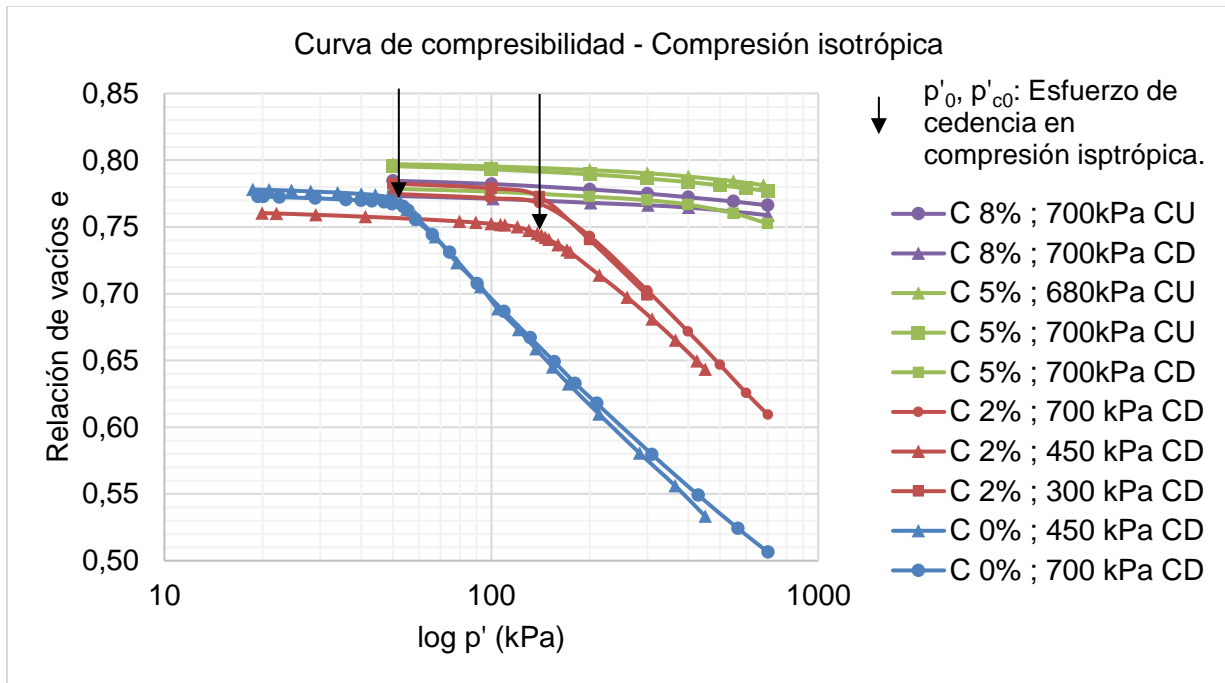
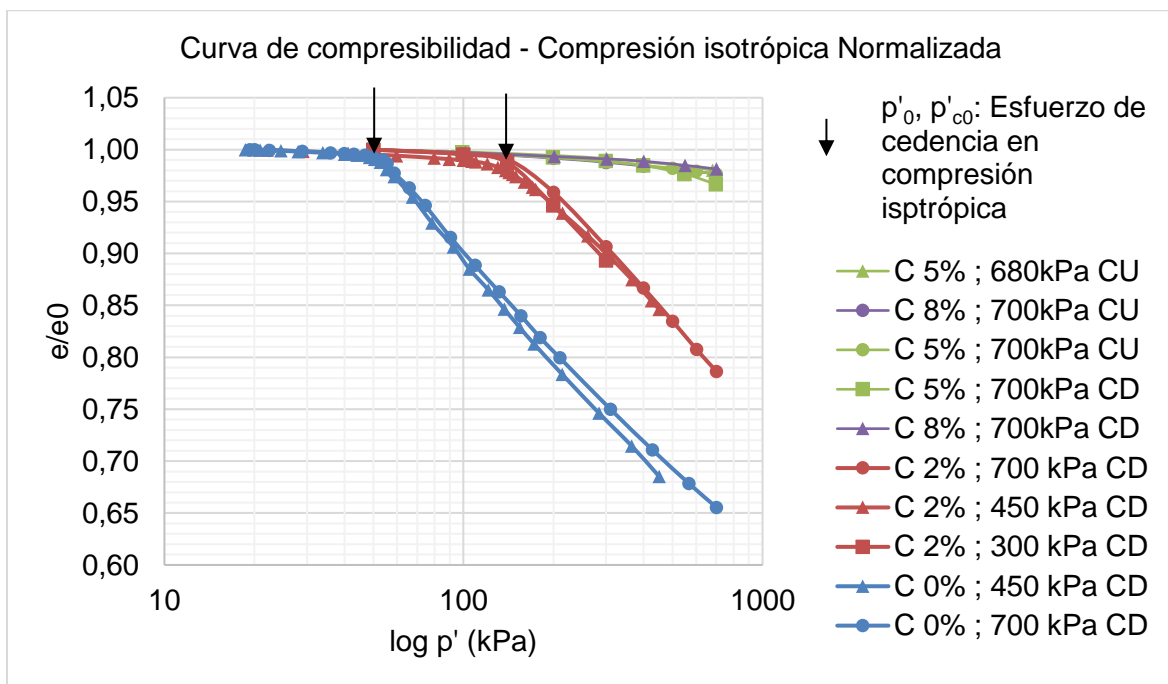


Figura 4-3: Resultados de los ensayos de compresión isotrópica con diferentes contenidos de cemento (0%, 2%, 5% y 8%). Relación de vacíos normalizada con la relación de vacíos inicial.



Antes de superar el esfuerzo de cedencia, las muestras se comprimen isotrópicamente con un cambio mínimo en la relación de vacíos. Hasta este punto, solo se ha producido una deformación elástica y el suelo se encuentra dentro de la línea de descarga-recarga. El esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica (p'_{c0}) aumenta con la cantidad de cemento debido a la formación de los enlaces de la cementación. La Figura 4-3 muestra que para el material no cementado p'_{c0} es aproximadamente 53 kPa, mientras que para el material con 2% de cemento se observó un incremento de 2,83 veces respecto al del material no cementado, es decir, p'_{c0} se estimó en 150 kPa. Como las muestras con 0 y 2% de contenido de cemento se sometieron incrementalmente a un esfuerzo efectivo de consolidación superior al esfuerzo de cedencia inicial, en la etapa post-cedencia la relación de vacíos del suelo se redujo significativamente, siguiendo la línea de compresión normal, la cual se observó aproximadamente lineal y con pendiente constante, tanto para el material no cementado como para el material con 2% de cemento, indicando que, el efecto de la cementación en el suelo con 2% de cemento, todavía está presente después de las etapas de consolidación, de modo que, para este rango de esfuerzos disponible, el efecto de la degradación de la cementación durante la compresión isotrópica no ha sido completamente identificado. Según Sasanian (2011) la respuesta constante o lineal del suelo cementado en la etapa post-cedencia, se debe a que la matriz del suelo es altamente uniforme y los enlaces de cementación se encuentran interconectados, lo cual también ha sido informado por otros investigadores, por ejemplo: Kamruzzaman et al. (2009). Por otra parte, según lo evidenciado por Nguyen (2016), debido a la adición del cemento pudo haberse producido un cambio significativo en la fábrica del suelo.

Como se observa, el material con 5 y 8% de cemento se mantuvo siempre sobre la línea de recompresión/expansión, es decir, no fue posible llegar a la cedencia en compresión isotrópica, pues la capacidad máxima del equipo en presión de cámara era de 1000 kPa y se necesitaba no menos de 300 kPa en contrapresión para saturar la muestra, de modo que, el esfuerzo efectivo de consolidación máximo posible fue de 700 kPa. En este caso la cementación se mantuvo aproximadamente intacta durante la consolidación isotrópica.

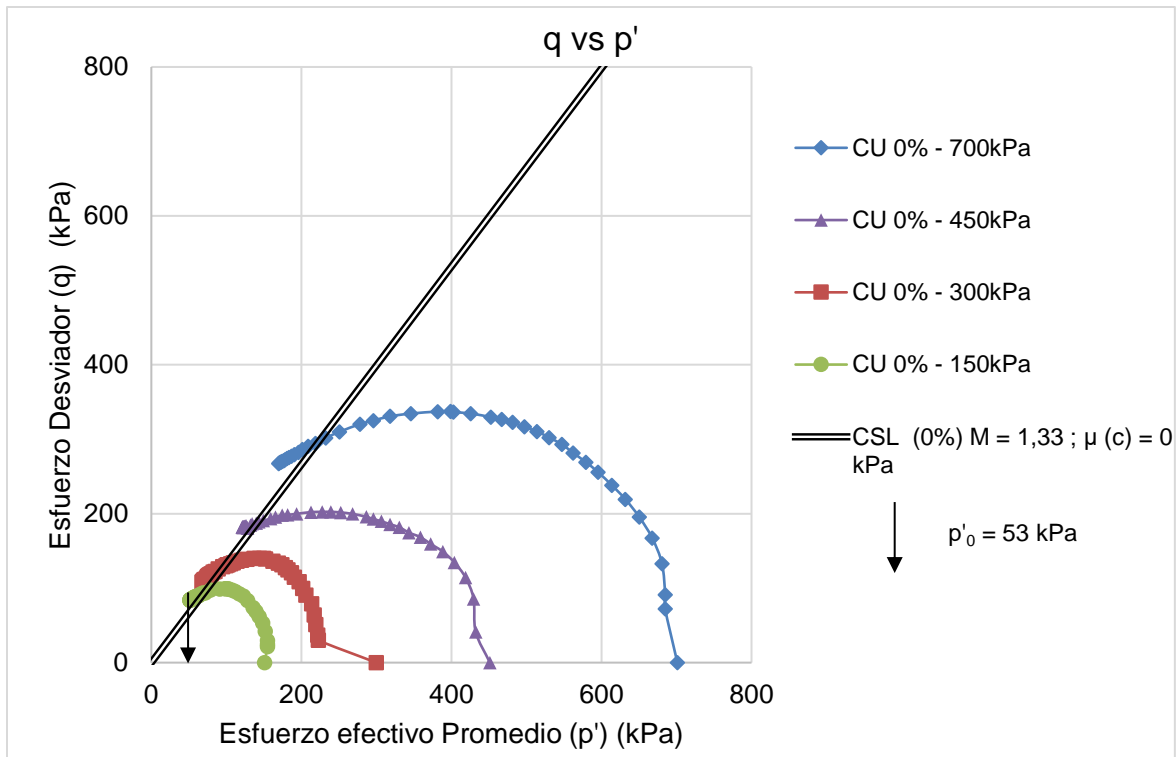
En conclusión, la compresibilidad del suelo cementado depende de la cantidad de cemento, pues a medida que dicha cantidad aumenta se produce un mayor grado de cementación, en consecuencia, el esfuerzo de cedencia inicial en compresión isotrópica

aumenta. También, la compresibilidad del suelo depende de la fábrica de los grupos de suelo-cemento que no llegan a ser destruidos durante la compresión isotrópica.

4.2.2 Influencia de la cementación en las trayectorias de esfuerzos efectivos – Triaxial CU

La Figura 4-4 muestra las trayectorias de esfuerzos efectivos de los ensayos de compresión triaxial consolidado no drenado (CU) en el plano p' vs q , realizados al suelo no cementado (0%), el cual fue consolidado a esfuerzos de confinamiento de 150, 300, 450 y 700 kPa. Dado que los esfuerzos de confinamiento superaron el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($p'_0 = 53 \text{ kPa}$), el suelo muestra un comportamiento típico de un suelo normalmente consolidado, pues las trayectorias de esfuerzos del material no cementado se doblan a la izquierda buscando el estado de falla en la línea conocida como Línea del Estado Crítico (CSL). A partir de los resultados de los ensayos no drenados, así como de ensayos drenados la pendiente (M) de la CSL se midió en 1,33.

Figura 4-4: Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU para el material no cementado (0%).



Cabe resaltar que el desplazamiento inicial que algunas trayectorias exhiben hacia la izquierda fue causado al inicio del proceso de carga durante el acoplamiento final del bloque de carga o “top cap” con la celda de carga, dado que la muestra no se encontraba completamente vertical, el “top cap” entraba en contacto con la celda de carga deslizándose sobre la superficie cónica, lo que generó excesos de presión de poros, pero sin un aumento significativo del esfuerzo desviador. Una vez el acople fue completado, la trayectoria de esfuerzos tomó su forma real. En ensayos posteriores, el acoplamiento del “top cap” con la celda de carga se realizó durante la etapa de consolidación de modo que se evitó generar excesos de presión de poros durante el acople.

La Figura 4-5 a la Figura 4-7 muestran las trayectorias de esfuerzos efectivos del suelo cementado artificialmente con 2, 5 y 8% de cemento Portland, para esfuerzos de confinamiento de $\sigma'_c = 150, 300, 450$ y 700 kPa. En comparación con el suelo sin cementante, las muestras cementadas artificialmente, mostraron un pico de resistencia al corte mayor (q_{pico}), para esfuerzos efectivos de confinamiento iguales. Particularmente, las muestras con 5 y 8% de cemento alcanzaron estados de esfuerzos por encima de la línea del estado crítico, mostrando la gran influencia de la cementación en la resistencia al corte.

Dado que el esfuerzo de cedencia inicial en compresión isotrópica (p'_{c0}) no fue alcanzado en las muestras con 5 y 8% de cemento, todas las muestras ensayadas, a los diferentes esfuerzos efectivos de confinamiento ($\sigma'_c = 150, 300, 450$ y 700 kPa), se encontraban dentro de la superficie de cedencia inicial de cada material; es decir, $\sigma'_c < p'_{c0}$. por ello, durante las etapas de consolidación solo se produjeron deformaciones elásticas. Ahora, durante la etapa de corte, debido al efecto de la cementación, las trayectorias de esfuerzos efectivos del material con 5 y 8% de cemento (Ver Figura 4-6 y Figura 4-7) se elevaron hasta alcanzar la superficie de cedencia inicial, así como un estado de resistencia pico por encima de la Línea del Estado Crítico (CSL). Después de alcanzar la resistencia máxima, las trayectorias de esfuerzos cambiaron de dirección con una reducción significativa del esfuerzo efectivo promedio (p') dirigiéndose hacia CSL.

Figura 4-5: Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU para el material cementado con 2% de cemento.

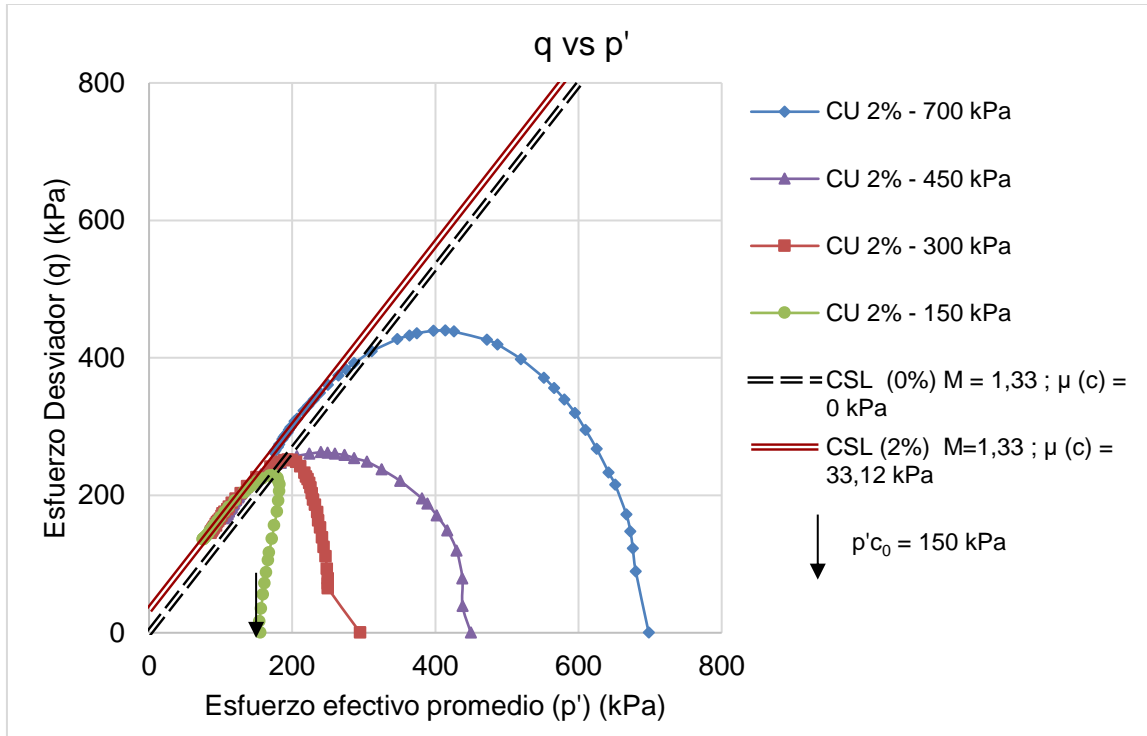


Figura 4-6: Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU para el material cementado con 5% de cemento.

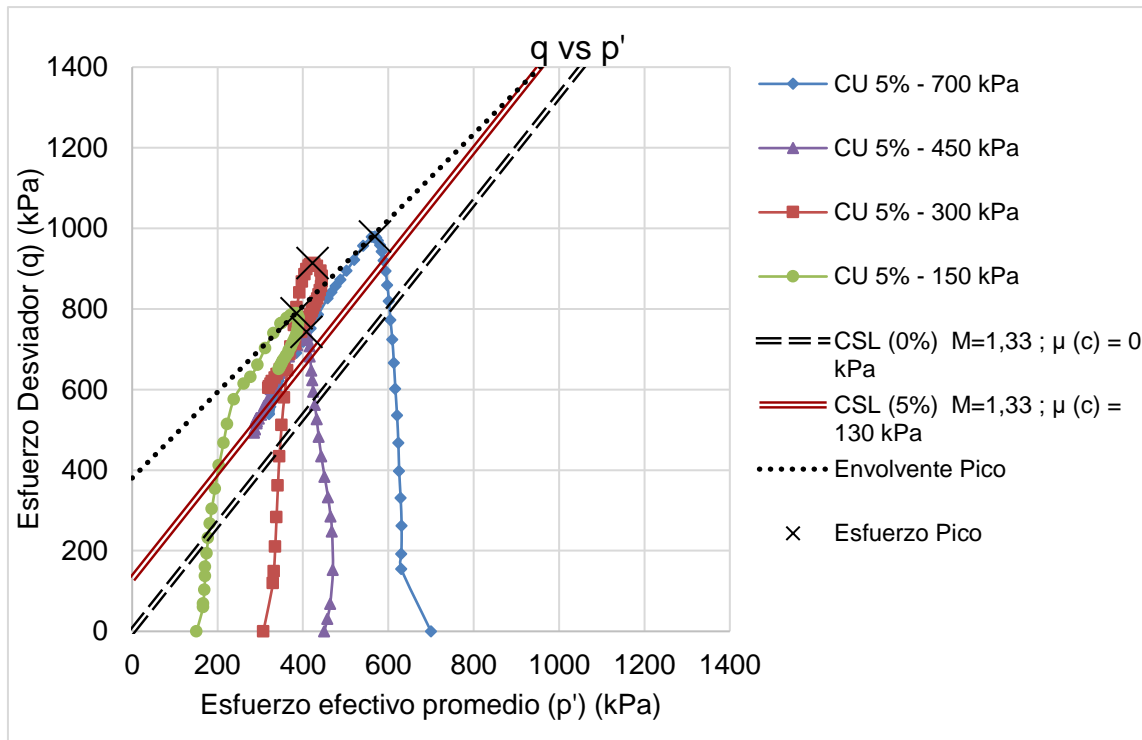
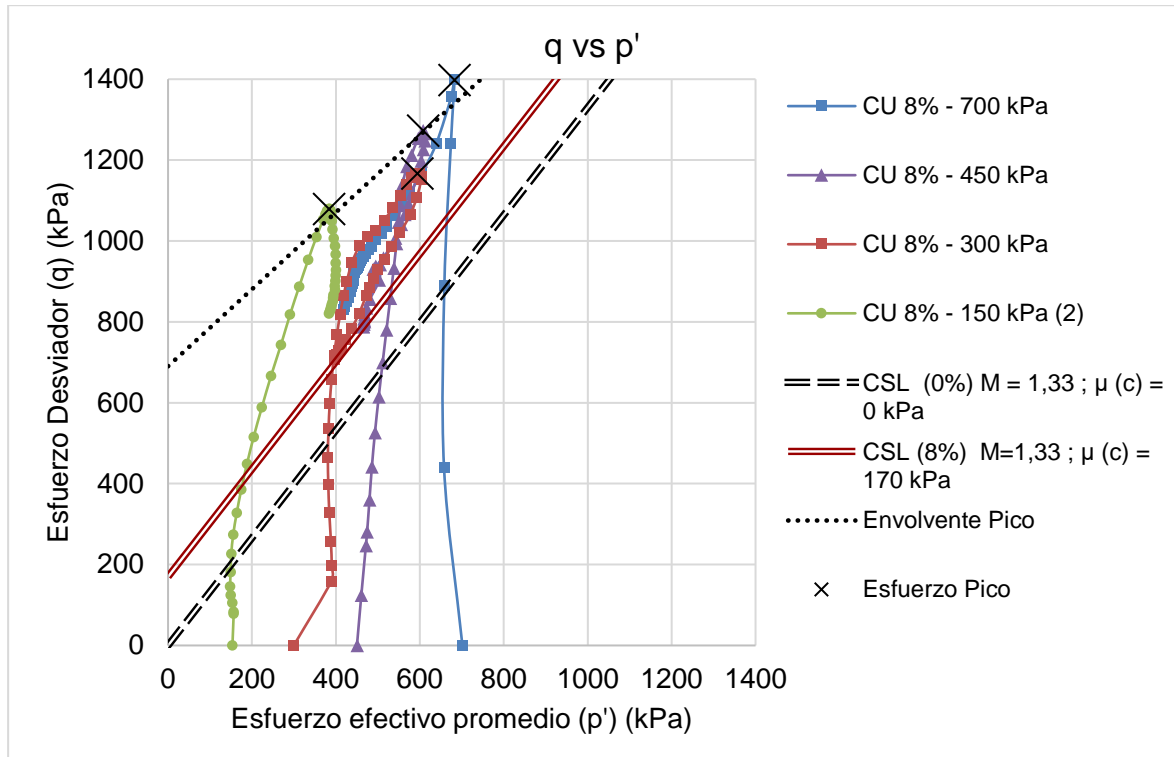


Figura 4-7: Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU para el material cementado con 8% de cemento.



Líneas de estado crítico

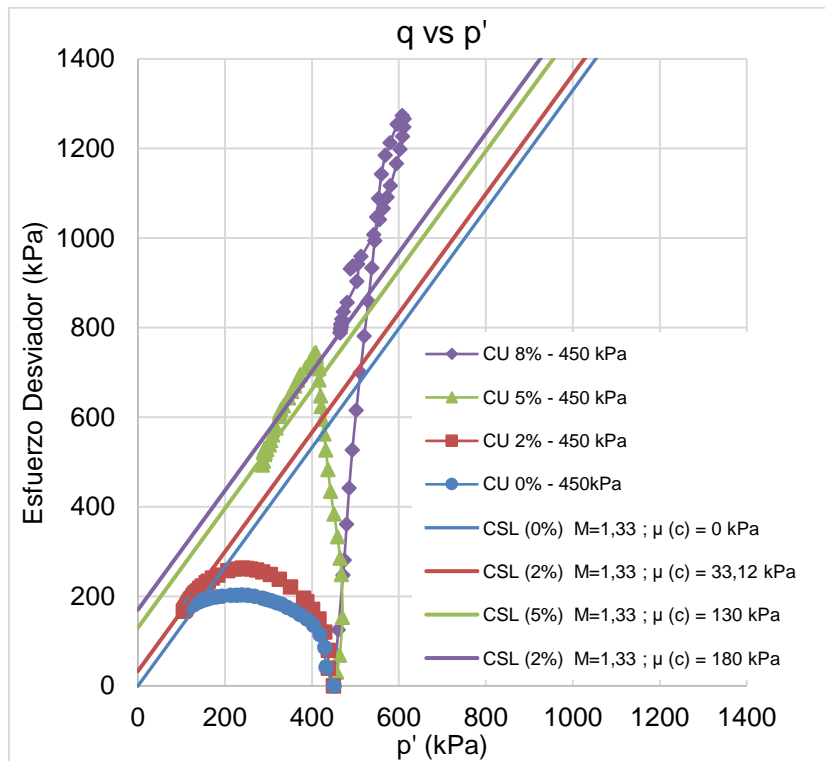
Durante la ejecución de los ensayos triaxiales es conocido que se alcanza el denominado estado crítico cuando el suelo alcanza un estado de esfuerzo (q) constante y volumen o presión de poros constante, dependiendo si es un ensayo drenado o no drenado. Las líneas de estado crítico fueron obtenidas independientemente para cada contenido de cemento en el espacio $p' - q$ mediante las trayectorias de esfuerzos de los ensayos mostrados de la Figura 4-4 a la Figura 4-7.

La Figura 4-8 muestra en un mismo plano las líneas del estado crítico aproximadas para cada contenido de cemento, así como las trayectorias de esfuerzos efectivos de las muestras que fueron ensayadas a un esfuerzo de confinamiento de 450 kPa. Como se observa, las líneas del estado crítico del material no cementado y las del material cementado (con distintos contenidos de cemento) parecen ser rectas y paralelas, de modo que la pendiente de las líneas del estado crítico es constante ($M = 1,33$) e independiente del grado de cementación. Por el contrario, se observa que existe un intercepto $\mu(c)$ en el

espacio $p' - q$ que depende netamente de la cementación. en consecuencia, la línea del estado crítico para los suelos cementados estudiados en este trabajo puede describirse según la siguiente expresión:

$$q = Mp' + \mu(c) \quad (4-1)$$

Figura 4-8: Líneas de estado crítico para el suelo no cementado y el suelo cementado con 2%, 5% y 8% de cemento. Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU a 450 kPa de esfuerzo de confinamiento.



Los valores de M y $\mu(c)$ obtenidos para los distintos contenidos de cemento fueron los siguientes:

Tabla 4-5: Parámetros de la línea del estado crítico

Contenido de cemento	Línea del estado Crítico (CSL)		
	A_w	M	$\mu(c)$ (kPa)
0	1,33	0,0	
2	1,33	33,1	
5	1,33	130	
8	1,33	180	

Efecto de la degradación de la cementación

La rotura de los enlaces de cementación o a la degradación de la cementación es producida por las deformaciones plásticas, una vez se ha superado el esfuerzo de cedencia y el pico en la resistencia. Particularmente para el material con 5% y 8% de cemento, en la Figura 4-6 y la Figura 4-7 se observa que producto de la degradación de la cementación se genera un proceso de ablandamiento del suelo, representado en una reducción del esfuerzo desviador (q) a medida que avanza la deformación, finalmente la trayectoria de esfuerzos alcanza el estado final en la CSL, punto en el cual la cementación se ha destruido o degradado por completo.

Por otra parte, las muestras con 2% de cemento fueron ensayadas a esfuerzos efectivos de consolidación superiores a su esfuerzo de cedencia inicial en compresión isotrópica ($\sigma'_c > p'_{c0} 2\% = 150 \text{ kPa}$), esto significa que, durante las etapas de consolidación se superó la superficie de cedencia inicial y se inició la degradación de la cementación producto de las deformaciones plásticas experimentadas en la consolidación. Como se observa en la Figura 4-5, las trayectorias de esfuerzos de las muestras consolidadas a menores esfuerzos de confinamiento ($\sigma'_c = 150$ y 300 kPa) tienen un comportamiento similar al visto para el suelo con mayor grado de cementación (5 y 8%), lo que implica que, aunque durante la consolidación se inició la degradación de la cementación, los enlaces de la cementación no se habían destruido por completo, pues en la etapa de corte la influencia de la cementación aún se encontraba presente de manera significativa, lo anterior se aprecia no solo por la forma que toma la trayectoria, sino además, porque, las muestras presentaron una mayor resistencia pico comparada con la del material no cementado.

A medida que se aumentó el esfuerzo de confinamiento ($\sigma'_c = 450$ y 700 kPa), las trayectorias de esfuerzos del material con un contenido de cemento del 2% (ver Figura 4-5), muestran una transición hacia el comportamiento del material no cementado, en donde un significativo exceso de presión del agua de poros redujo el esfuerzo efectivo promedio (p'), razón por la cual las trayectorias de esfuerzos de estas muestras se doblan hacia la izquierda, lo cual es típico de un suelo que endurece por deformación, esto muestra como los mayores esfuerzos de consolidación y los grandes cambios de volumen y deformaciones plásticas experimentadas degradaron la cementación durante la compresión isotrópica. La estructura, finalmente, terminó de degradarse durante el corte cuando la trayectoria de esfuerzos efectivos alcanzó la CSL.

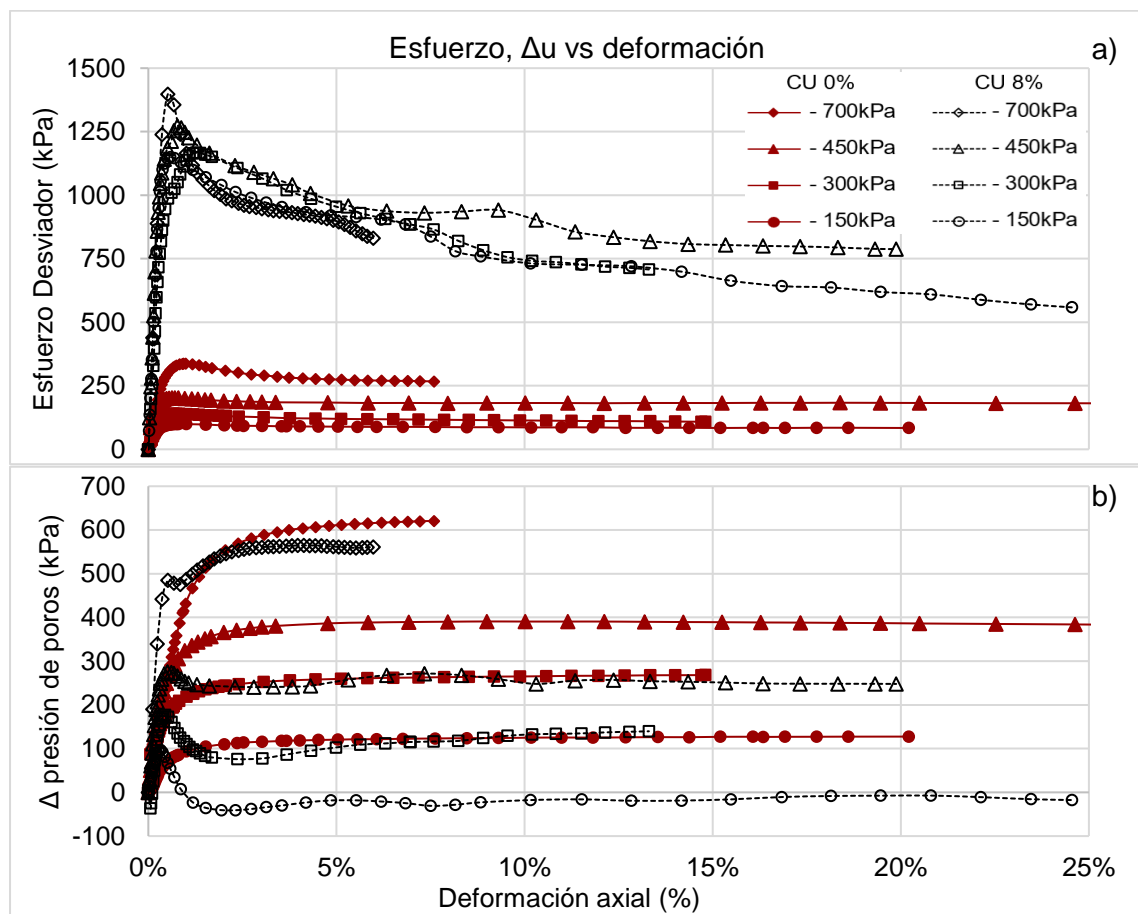
4.2.3 Influencia de la cementación en las relaciones esfuerzo deformación y respuesta del exceso de presión del agua de poros

El efecto de la cementación en las relaciones esfuerzo desviador – deformación para el material con un contenido de cemento de 8% y su comparación con el material no cementado (0%) se presenta en la Figura 4-9 (a), mientras que las relaciones esfuerzo desviador – deformación del material con 5% se presenta en la Figura 4-10 (a). Como se presentó en la sección 4.2.1, las muestras con 5 y 8% de cemento fueron sometidas a esfuerzos efectivos de confinamiento menores que el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($\sigma'_c < p'_{c0}$). En ambos casos se observa que la resistencia pico no presentó variaciones significativas (en su magnitud) a diferentes esfuerzos de confinamientos ($\sigma'_c = 150, 300, 450$ y 700 kPa). Horpibulsuk et al., (2004) explicaron que la resistencia máxima no está influenciada por la presión de confinamiento, en cambio, la cementación es el principal factor contribuyente en la resistencia cuando el estado de esfuerzos antes del corte se encuentra dentro de la superficie de cedencia inicial.

La Figura 4-9 (a) muestra pronunciadamente el efecto de la cementación, donde la resistencia de las muestras cementadas fue considerablemente más alta que la resistencia de las no cementadas para los mismos esfuerzos efectivos de confinamiento ($\sigma'_c = 150, 300, 450$ y 700 kPa); además, el suelo no cementado mostró un comportamiento dúctil de endurecimiento por deformación, mientras que el suelo cementado con 5% y 8% (Figura 4-9a y Figura 4-10a) exhibió un comportamiento frágil de ablandamiento por deformación,

pues la resistencia aumentó hasta un valor máximo o pico y luego se redujo hasta un valor residual. También se observa que la resistencia del suelo no cementado aumentó a medida que se incrementó el esfuerzo efectivo de confinamiento, pues durante la consolidación (previa a la etapa de falla) un gran cambio de volumen y su consecuente reducción en la relación de vacíos, acercó las partículas del suelo formando una estructura más compacta y en consecuencia más resistente. Sin embargo, la resistencia de las muestras con 5 y 8% de cemento es prácticamente la misma incluso cuando se aumentó la presión de confinamiento, Esto se explica debido a que el cambio de volumen, la relación de vacíos, la fábrica y la reorientación de las partículas durante el proceso de consolidación es insignificante.

Figura 4-9: Relaciones esfuerzo-deformación (a) y respuesta del exceso de presión de poros en triaxial CU, para el material no cementado (0%) y con 8% de cemento.



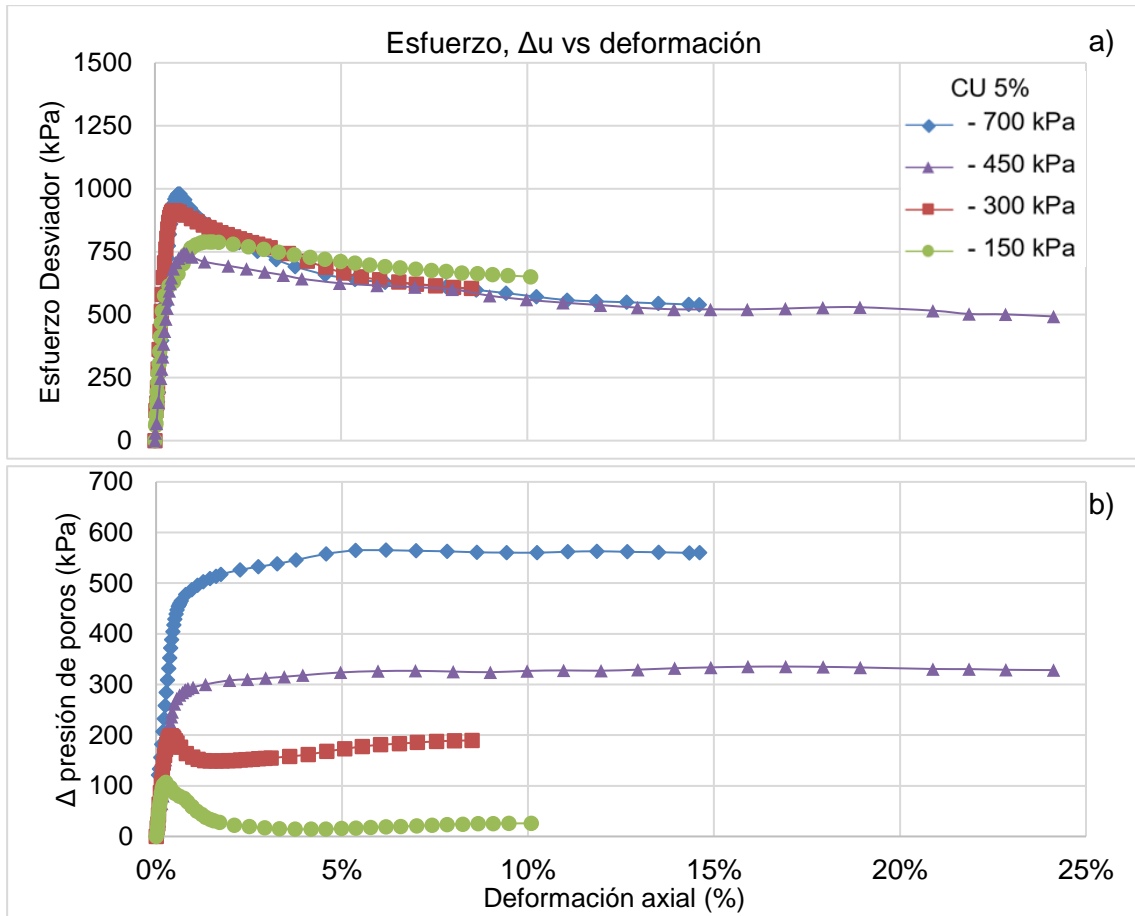
Aunque las relaciones esfuerzo desviador – deformación del suelo con 5 y 8% de cemento fueron muy parecidas, la respuesta del exceso de presión de poros es diferente (Figura

4-9b y Figura 4-10b); pues depende del esfuerzo efectivo de confinamiento (proceso de consolidación antes de la etapa de corte), dado que el esfuerzo desviador máximo es similar para todas las presiones de confinamiento, el exceso de presión de poros debe incrementar cuando se aumenta la presión de confinamiento para reducir el esfuerzo efectivo promedio (p') en la falla.

Como se observa, en las muestras con 5 y 8% de cemento consolidadas a bajos esfuerzos de confinamiento ($\sigma'_c = 150$ y 300 kPa), el exceso de la presión de poros aumentó hasta un valor máximo (coincidente con el pico en la resistencia) y luego disminuyó ligeramente hasta un valor residual constante mientras la muestra se sometía al proceso de ablandamiento.

Como se observa en la Figura 4-9 (b) y Figura 4-10 (b), a medida que se aumentó la presión de confinamiento el exceso de presión de poros en el suelo mostró una transición entre un comportamiento donde se exhibió pico a otro donde no, esto indica que la respuesta del suelo con mayores grados de cementación cambia de una tendencia a la dilatación en bajas presiones de confinamiento, a una respuesta más compresiva a medida que se aumenta el esfuerzo efectivo de confinamiento y el estado de esfuerzos antes del corte se encuentra más cerca de la superficie de cedencia inicial.

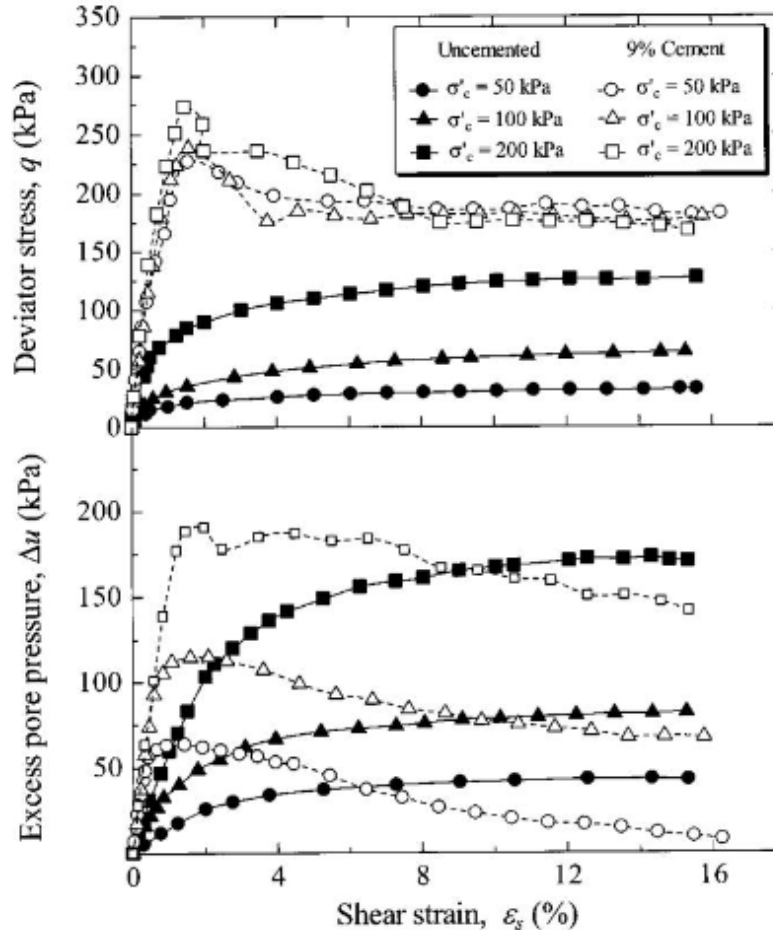
Figura 4-10: Relaciones esfuerzo-deformación (a) y respuesta del exceso de presión de poros (b) en triaxial CU para el material cementado con 5% de cemento.



Los resultados obtenidos son congruentes con los reportados por otros investigadores (Horpibulsuk et al., 2004; Kamruzzaman et al., 2009; Porbaha et al., 2000; Uddin et al., 1997), por ejemplo, la Figura 4-11 muestra los ensayos triaxiales consolidados no drenados realizados por Horpibulsuk et al., (2004) a la arcilla cementada de Ariake en muestras sometidas a esfuerzos efectivos de confinamiento menores que el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($\sigma'_c < p'_{c0}$).

Figura 4-11: Relaciones esfuerzo-deformación (a) y respuesta del exceso de presión (b) de poros en triaxial CU, para la arcilla de Ariake no cementada y con 9% de cemento.

Tomado de: Horpibulsuk et al., (2004).



Influencia combinada de la cementación y la fábrica en el comportamiento de la resistencia al corte en triaxial no drenado.

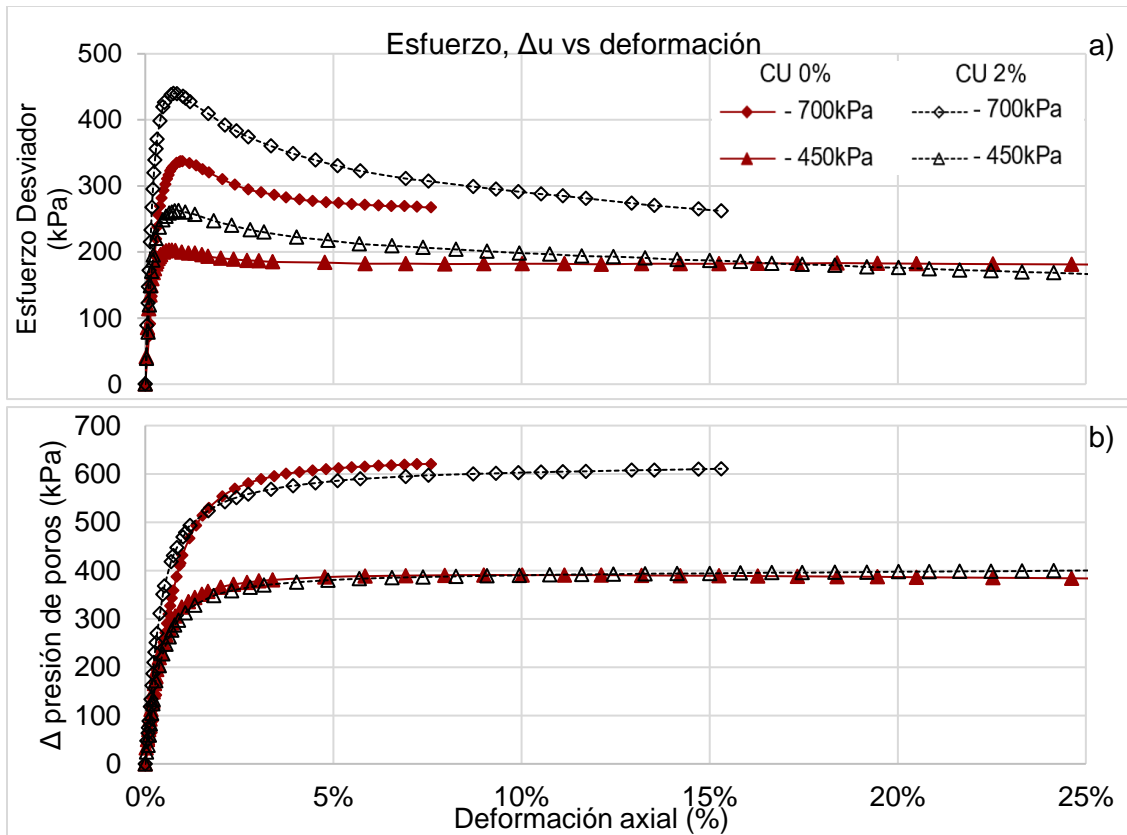
El efecto combinado de la cementación y la fábrica en la resistencia del suelo cementado, se pone en evidencia cuando las muestras se someten a esfuerzos efectivos de consolidación isotrópica o presión de confinamiento superiores al esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($\sigma'_c > p'_{c0}$), es decir cuando el estado de esfuerzos superó la superficie de cedencia inicial. En esta condición, Horpibulsuk et al., (2004) explicaron que tanto la cementación como la fábrica contribuyen al desarrollo de la resistencia máxima, pues durante la consolidación (previa a la etapa de corte) ocurre un cambio significativo

en la fábrica del suelo reorientando las partículas, así como acercándolas entre ellas y otros grupos de partículas, lo que lleva a la formación de nuevos grupos de partículas de suelo formando una estructura más compacta, por lo que la resistencia al corte se mejora.

La Figura 4-12 muestran las relaciones esfuerzo desviador – deformación (q, ε) y exceso de presión de poros – deformación ($\Delta u, \varepsilon$) para el suelo con 2% de cemento junto con el suelo no cementado para las presiones de confinamiento más altas ($\sigma'_c = 450$ y 700 kPa), se observa que la resistencia del suelo cementado muestra un comportamiento de ablandamiento por deformación inclusive a altas presiones de confinamiento, pues la resistencia se eleva hasta un máximo para luego caer a la resistencia residual. Contrario a las muestras con 5 y 8%, la resistencia con 2% de cemento aumenta con el incremento en la presión de confinamiento debido al cambio en la fábrica (reducción de la relación de vacíos) sufrida durante la consolidación; también, la resistencia del suelo cementado es mayor que la del suelo no cementado y se debe principalmente al efecto de la cementación. Esto da a entender que el efecto de la cementación en la resistencia aún está presente a pesar de que su degradación inició durante la compresión isotrópica, pues sin el componente de la cementación la resistencia de ambos materiales debería ser igual.

A pesar, de la diferencia evidenciada en el comportamiento esfuerzo – deformación, la respuesta del exceso de presión de poros del material cementado es prácticamente igual al del material no cementado, esto permite suponer, que cuando ($\sigma'_c > p'_{c0}$), la cementación deja de tener un efecto importante en la respuesta del exceso de presión de poros, lo que indica que Δu está controlado principalmente por la fábrica.

Figura 4-12: Relaciones esfuerzo-deformación (a) y respuesta del exceso de presión de poros (b) en triaxial CU para el material cementado con 2% de cemento.

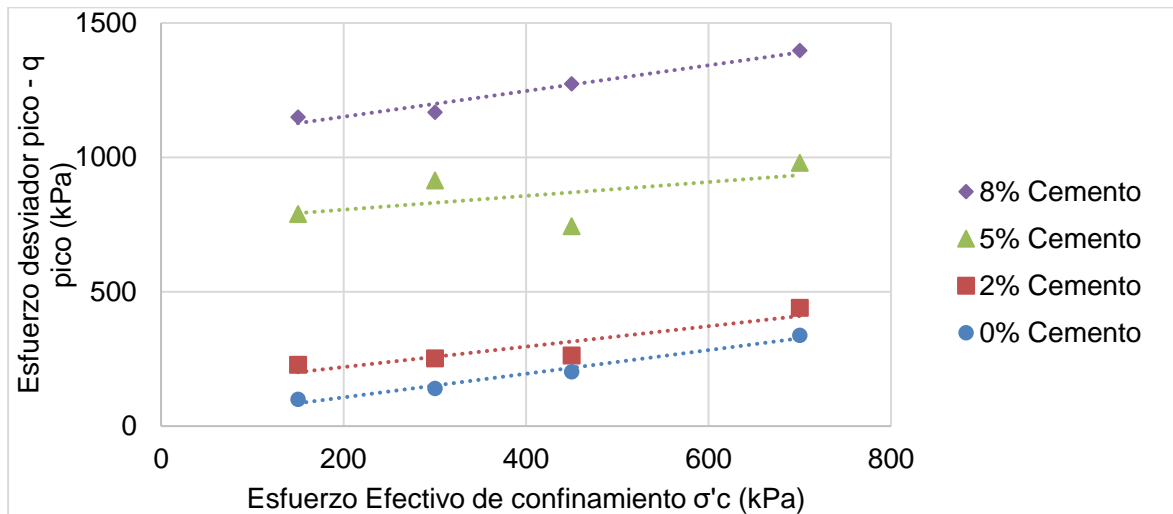


Influencia de la cementación en la resistencia pico

El efecto de la cementación en la resistencia al corte pico en condición triaxial consolidado no drenado (CU) se muestra en la Figura 4-13. Se observa que un incremento en el contenido de cemento, así como en el esfuerzo efectivo de consolidación implica un aumento en la resistencia al corte. Debido a los enlaces de la cementación, el suelo cementado logra soportar un esfuerzo cortante más alto en comparación con el suelo no cementado (0%). Por ejemplo, para el mismo esfuerzo de consolidación ($\sigma'_c = 150\text{kPa}$), la resistencia pico aumentó 2.3, 8.0 y 10.9 veces cuando se añadió un 2, 5 y 8% de cemento respectivamente. En general se observó que la cementación fue más efectiva cuando se agregó 5% de cemento, pues se obtuvo una ganancia de resistencia alta con relativamente poco contenido de cemento. Es importante recalcar que, en las muestras con 2% de cemento (donde $\sigma'_c > p'_{c0}$), para todos los esfuerzos de consolidación, la resistencia al

corte pico aumentó con el contenido de cemento, lo que indica que, la cementación aún estaba presente en el estado de máxima resistencia, por lo que en el desarrollo de la resistencia debe haber una combinación de efectos entre la cementación y la fábrica del suelo, mientras que en el suelo con 5% y 8% donde ($\sigma'_c < p'_{c0}$) es claro que el principal factor contribuyente en el desarrollo de la resistencia fue la cementación.

Figura 4-13: Efecto de la cementación en la resistencia al corte pico del suelo cementado a diferentes porcentajes de cemento en condición triaxial consolidado -no drenado CU.



Predicción de la resistencia pico en ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU)

Lorenzo y Bergado (2006) reportaron que el contenido de cemento, el contenido de agua de la mezcla, el peso unitario y el tiempo de curado, afectan significativamente la resistencia y la compresibilidad del suelo cementado resultante; de manera que, parámetros fundamentales como la relación de vacíos después del curado (e_{0t}) y el contenido de cemento (A_w) han mostrado gran utilidad para caracterizar la resistencia y la compresibilidad de la mezcla de suelo-cemento, pues los resultados de ensayos de compresión inconfiada y ensayos triaxiales CU y CD han demostrado que la relación de mezcla (e_{0t}/A_w), combina las influencias del contenido de agua, el contenido de cemento, el tiempo de curado y el esfuerzo de curado en la resistencia del suelo cementado. (Lorenzo y Bergado, 2006). Se ha observado que a relaciones (e_{0t}/A_w) bajas se obtiene una estructura más fuerte comparada con relaciones e_{0t}/A_w más altas, pues una relación

e_{ot}/A_w baja se obtiene con altos contenidos de cemento o con relaciones de vacíos bajas, o bien, con una mezcla de ambos efectos y viceversa.

La Figura 4-14 muestra que el esfuerzo desviador pico normalizado con el esfuerzo efectivo de consolidación (q_{pico}/σ'_c) presenta una relación exponencial con la relación de mezcla (e_{ot}/A_w), pues q_{pico}/σ'_c incrementa exponencialmente cuando e_{ot}/A_w decrece.

La relación entre q_{pico}/σ'_c y e_{ot}/A_w obtenida empíricamente puede ser descrita siguiendo la ecuación 4-1.

$$\frac{q_{pico}}{\sigma'_c} = A e^{-0.053(e_{ot}/A_w)} \quad (4-2)$$

En la Figura 4-14 se observa que la constante (A) de cada función debe ser a su vez función a de σ'_c , es decir: $A = f(\sigma'_c)$.

Donde A es una constante de proporcionalidad, y su relación empírica con el esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'_c) se presenta en la Figura 4-15, mostrando la relación potencial descrita en la ecuación (4-2).

$$A = 990 \sigma'_c^{-0.874} \quad (4-3)$$

Combinando la ecuación 4-1 y 4-2, el esfuerzo desviador pico en ensayos triaxiales CU para el material estudiado en este trabajo, puede ser descrito empíricamente usando la ecuación (4-3)

$$\frac{q_{pico}}{\sigma'_c} = 990 \sigma'_c^{-0.874} \cdot e^{-0.053(e_{ot}/A_w)} \quad (4-4)$$

Los resultados obtenidos en este trabajo difieren en cierta medida con los reportados por Lorenzo y Bergado (2006) (ver Figura 4-16), pues para la arcilla de Bangkok se estableció una relación de tipo exponencial entre A y σ'_c y no de tipo potencial como la sugerida en esta investigación. Esta discrepancia probablemente se debe, a que las relaciones obtenidas por Lorenzo y Bergado (2006) se obtuvieron para esfuerzos de confinamiento

relativamente bajos (50 y 200 kPa), mientras que en este trabajo se estudió una serie más alta de esfuerzos de confinamiento (150 a 700 kPa), lo que permitió observar el comportamiento desde una gama de esfuerzos más amplia.

Figura 4-14: Esfuerzo desviador pico normalizado con el esfuerzo efectivo de consolidación (q_{pico}/σ'_c) vs la relación de mezcla (e_{ot}/A_w).

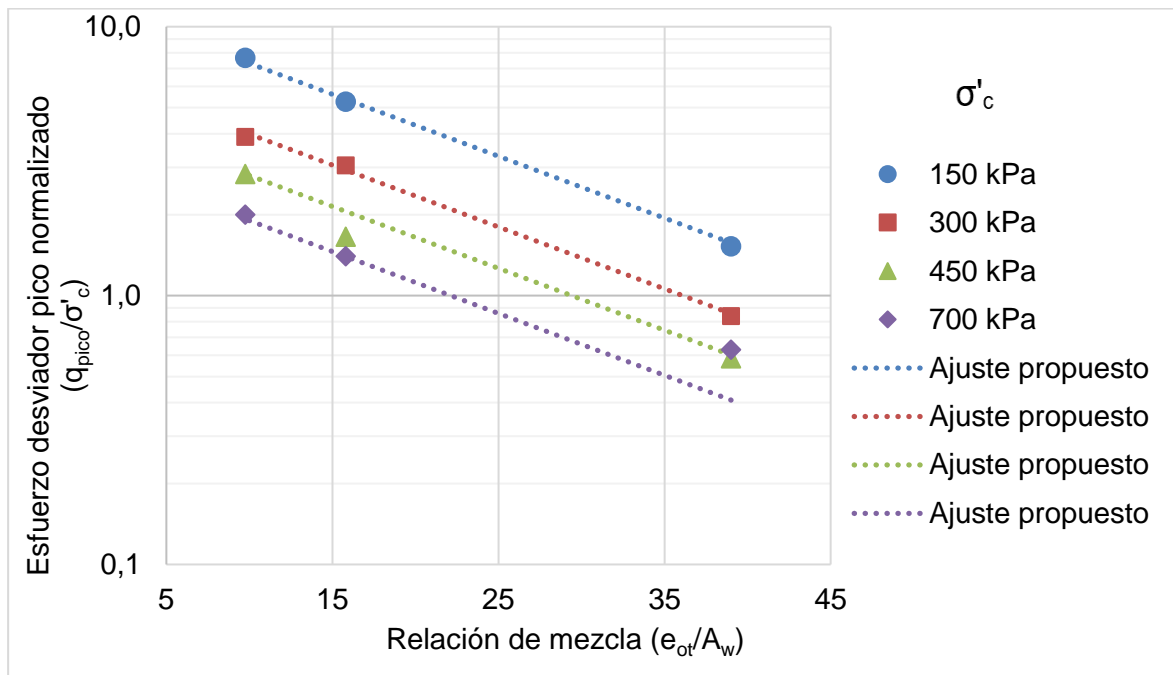
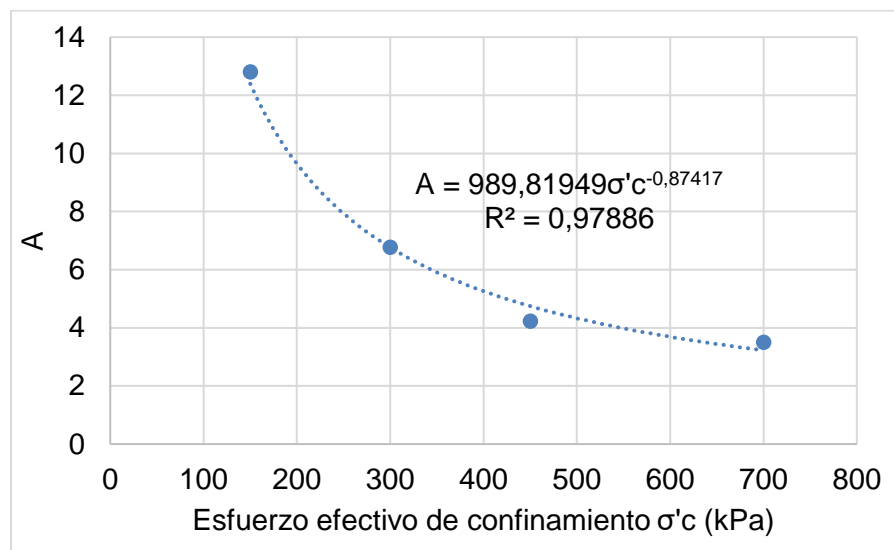


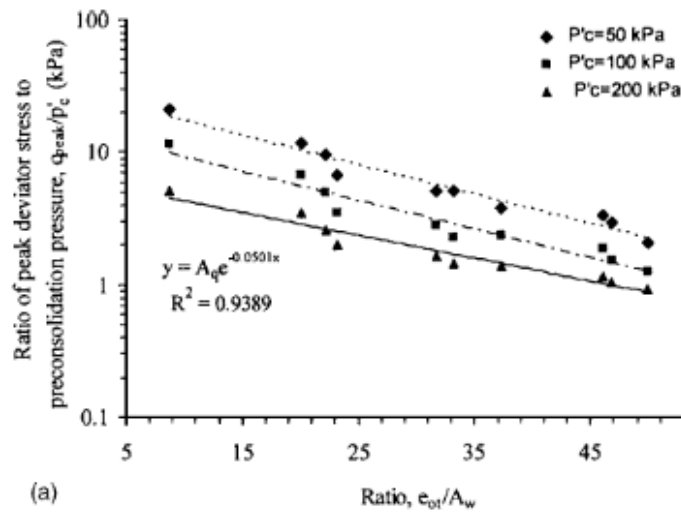
Figura 4-15: Relación entre la constante A y el esfuerzo efectivo de consolidación (σ'_c).



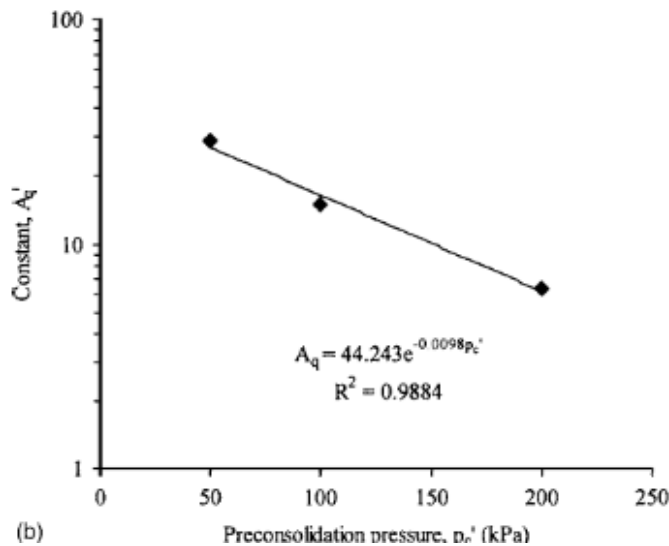
Cabe resaltar que la relación aquí propuesta es únicamente válida para el limo arenoso de Orocué estudiado en este trabajo, pues como lo demostraron Lorenzo y Bergado (2006), estas relaciones son únicas para cada material pues dependen del tipo de mezcla y del tipo de suelo base. Además, Los resultados del ajuste propuesto con la ecuación 4-3 mostrados y contrastados con los datos experimentales en la Figura 4-14 sugieren que, la relación propuesta podría discrepar para grandes esfuerzos de confinamiento y en altos valores de e_{ot}/A_w , es decir, cuando $(\sigma'_c > p'_{c0})$.

Figura 4-16: **a)** Esfuerzo desviador pico normalizado con el esfuerzo efectivo de consolidación (q_{pico}/σ'_c) vs la relación de mezcla (e_{ot}/A_w), **b)** Relación entre la constante A y el esfuerzo efectivo de consolidación (σ'_c), en la arcilla cementada de Bangkok.

Tomado de: Lorenzo y Bergado (2006).



(a)

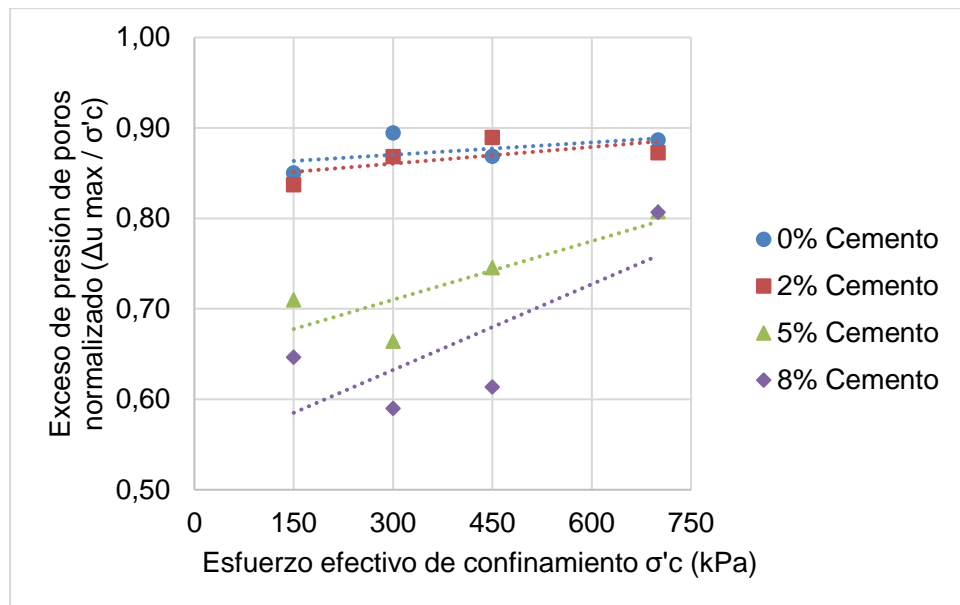


(b)

Influencia de la cementación en el máximo exceso de presión de poros

Con el fin de comparar el desarrollo del máximo exceso de presión de poros, en la Tabla 4-2 y en la Figura 4-17 se presenta el exceso de presión de poros máxima (pico) normalizado por la presión de confinamiento ($\Delta u_{\max} / \sigma'_c$) para las diferentes mezclas estudiadas, se observa que, a mayor contenido de cemento o bien cuando ($\sigma'_c < p'_{c0}$), se obtiene un exceso de presión de poros normalizado menor ($\Delta u_{\max} / \sigma'_c$), esto se debe a que la fuerte estructura cementada controla la tendencia del suelo a comprimirse, mientras que para bajos grados de cementación o cuando ($\sigma'_c > p'_{c0}$) el desarrollo del exceso de presión de poros está controlado principalmente por la fábrica.

Figura 4-17: Influencia de la cementación en el máximo exceso de presión de poros.



Particularmente, para las muestras que fueron sometidas a esfuerzos efectivos de confinamiento menores que el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($\sigma'_c < p'_{c0}$) es decir todas las muestras con 5% y 8% de cemento, el exceso de presión de poros máximo normalizado ($\Delta u_{\max} / \sigma'_c$) aumentó con el incremento de la presión de confinamiento (σ'_c), Horpibulsuk et al., (2004) explicaron que el comportamiento del suelo con alto grado de cementación es similar al del suelo fuertemente sobreconsolidado, donde debido al efecto del fuerte entramamiento de las partículas y el desmembramiento de los grupos de partículas (lo cual es análogo en suelos cementados a la fuerte cementación y su degradación), el exceso de presión de poros máximo normalizado ($\Delta u_{\max} / \sigma'_c$) aumenta

con la disminución de la relación de sobre-consolidación (o en otras palabras con el incremento del esfuerzo efectivo de confinamiento).

Por otro lado, cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$, es decir, para todas las muestras no cementadas (0%) y con 2% de cemento, el suelo cementado exhibe un comportamiento similar al del suelo no cementado, pues el exceso de presión de poros máximo normalizado ($\Delta u_{\max} / \sigma'_c$) es prácticamente igual y constante, lo cual se debe a que la cementación comienza a romperse con el aumento de la presión de confinamiento, en este punto, la fábrica controla principalmente el desarrollo del exceso de presión de poros.

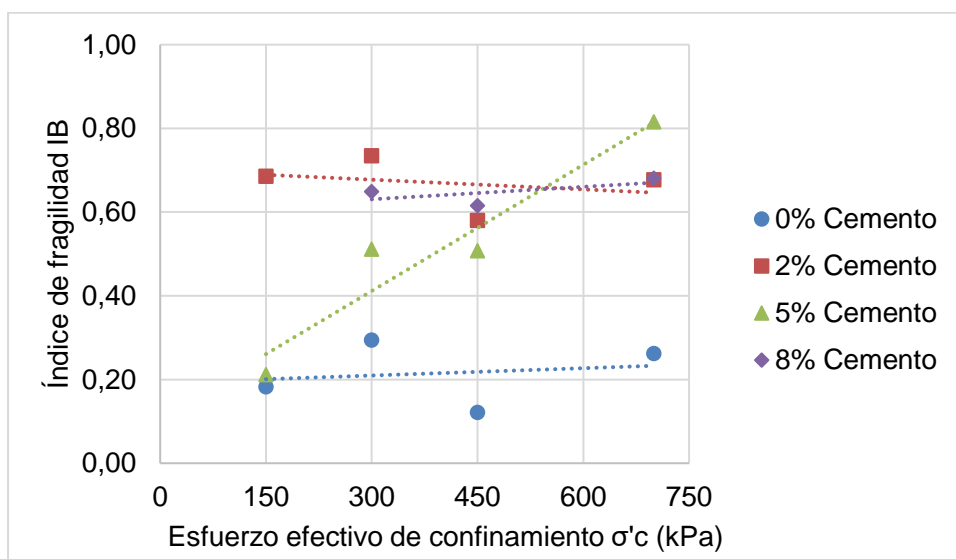
Influencia de la cementación en la fragilidad del suelo y en la degradación de la cementación.

La adición de cemento, cambió el comportamiento del suelo de dúctil a frágil, pues según se observó en las relaciones esfuerzo – deformación presentadas en la Figura 4-9 (a), la Figura 4-10 (a) y en la Figura 4-12 (a), independientemente del contenido de cemento y el esfuerzo efectivo de confinamiento, el suelo mostró un comportamiento de ablandamiento por deformación, donde las muestras cementadas exhibieron un pico en la resistencia. Este aumento en la fragilidad puede mostrarse cuantitativamente con el índice de fragilidad (I_B) presentado en la Tabla 4-2 y graficado en la Figura 4-18, aunque los valores no son tan extremos como los mostrados en los ensayos de compresión inconfiada, en los ensayos triaxiales también se presentó un incremento en el índice de fragilidad del suelo cementado en comparación con el no cementado, esto indica un incremento significativo de la fragilidad del material. Por ejemplo, el índice de fragilidad del suelo no cementado se encontraba entre 0,12 y 0,29 mientras que el del suelo cementado con 2% de cemento se calculó entre 0,58 y 0,73. En general el suelo cementado alcanza una resistencia máxima para luego disminuir a un valor de resistencia residual a medida que aumenta la deformación.

Por otro lado, la fragilidad del suelo cementado con 5 y 8% aumentó a medida que se incrementó el esfuerzo efectivo de confinamiento, pues como se observa en la Figura 4-9 (a) y en la Figura 4-10 (a), una vez alcanzan el pico en la resistencia, las muestras consolidadas a un esfuerzo de confinamiento de 700 kPa, reducen la resistencia a una

tasa más alta que las muestras a menor esfuerzo de confinamiento. Específicamente, para el suelo con 5% de cemento el índice de fragilidad (I_B) cambió de 0,51 a 0,82 cuando el esfuerzo de confinamiento aumentó de 300 a 700 kPa, también, el I_B del suelo con 8% de cemento cambió de 0,61 a 0,68 en el mismo rango de esfuerzos (Ver Figura 4-18). Estos resultados son congruentes con los obtenidos por otros investigadores, por ejemplo, Nguyen (2016). La muestra con 5% de cemento consolidada a 150 kPa, presentó un índice de fragilidad particularmente bajo, sin embargo, esto puede explicarse debido a que la deformación máxima alcanzada durante la etapa de falla no permitió llegar al estado de resistencia residual, por lo que, si se hubiese alcanzado mayores deformaciones, la resistencia hubiese alcanzado menores valores, y en consecuencia se hubiese reportado un índice de fragilidad mayor, seguramente cercano a los demás valores.

Figura 4-18: Influencia de la cementación en la fragilidad del suelo.



Como se observa, a medida que se aumenta el esfuerzo efectivo de confinamiento, la reducción de la resistencia en el estado post pico fue cada vez mayor, lo que indicó que, durante la etapa de corte, la degradación de la cementación fue cada vez más significativa para esfuerzos de confinamiento más altos, es decir, los enlaces de cementación se rompen a una tasa mayor a medida que se aumenta el esfuerzo efectivo de consolidación. Kamruzzaman et al. (2009) explicaron que el cambio de volumen del suelo cementado es mínimo a bajas presiones de confinamiento, sin embargo, puede ser significativo a presiones de confinamiento más altas debido a la rotura de la cementación, adicionalmente, el efecto de aumentar el esfuerzo efectivo de confinamiento también causa

un mayor exceso de presión del agua de poros (Figura 4-9 (b) a la Figura 4-12 (b)) lo cual ha sido reportado por muchos investigadores (Kamruzzaman et al., 2009; Porbaha et al., 2000; Uddin et al., 1997). En conclusión, la degradación de la cementación durante procesos de corte no drenados se debe a una combinación entre el grado de cementación inicial, el esfuerzo efectivo de consolidación y el aumento de la deformación cortante plástica.

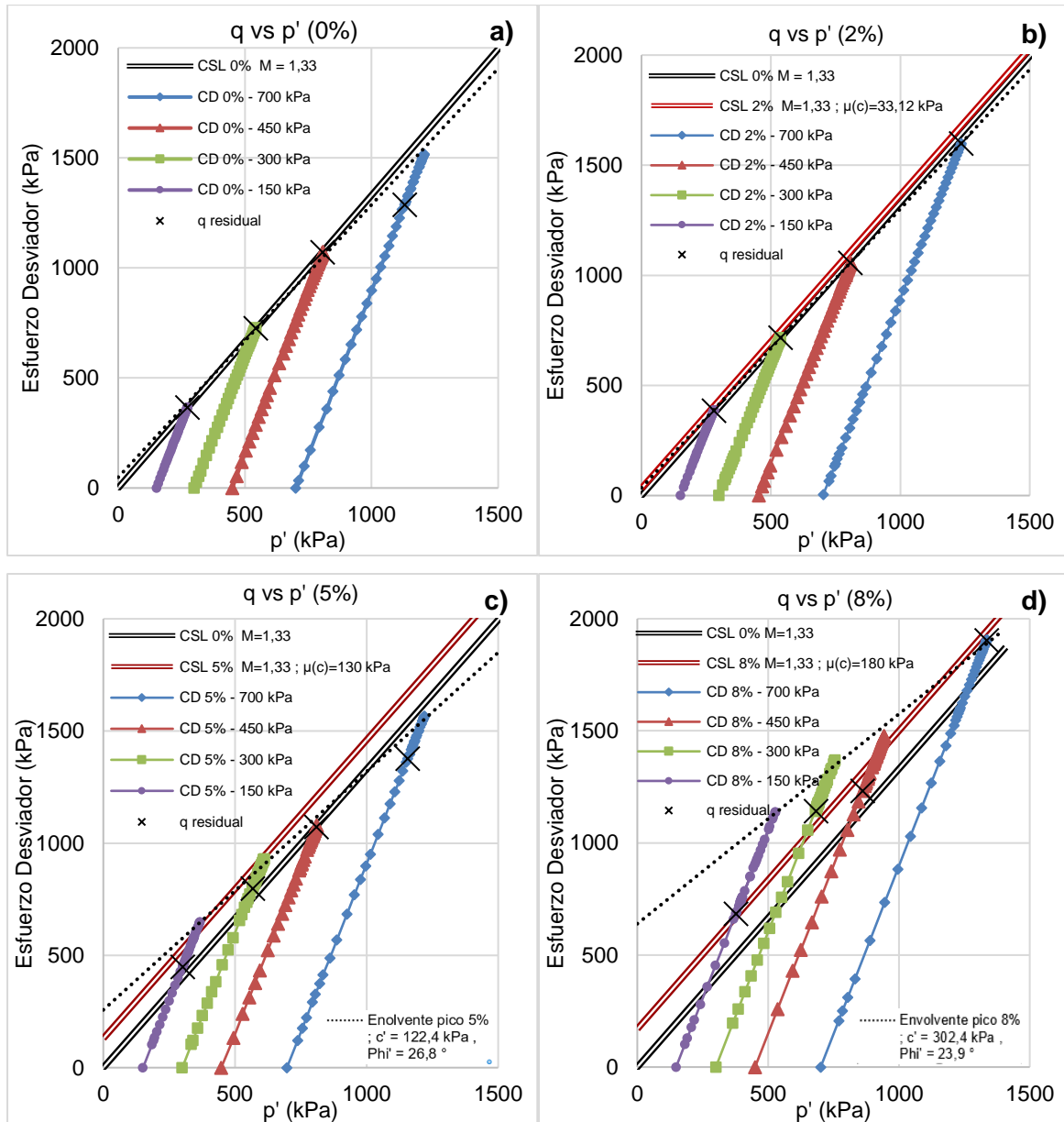
4.2.4 Comportamiento en ensayos triaxiales consolidados drenados (CD)

La Figura 4-19 muestra las trayectorias de esfuerzos efectivos de los ensayos de compresión triaxial consolidado drenado (CD) en el plano p' vs q realizados al suelo cementado con 2, 5 y 8% de contenido de cemento, también se muestran las trayectorias para el material no cementado (0%). Para todas las mezclas, las muestras fueron consolidadas a esfuerzos de confinamiento (σ'_c) de 150, 300, 450 y 700 kPa, se observa que las trayectorias se elevaron linealmente con una pendiente $q = 3p'$ típico de un ensayo triaxial en condición de falla drenada.

Efecto de la cementación en ensayos triaxiales (CD) para ($\sigma'_c > p'_{c0}$)

En las muestras en que los esfuerzos de confinamiento superaron el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($\sigma'_c > p'_{c0}$), es decir las muestras con 2% de cemento y las no cementadas (0%), el aumento en el esfuerzo de confinamiento (σ'_c) condujo a un aumento en la resistencia al corte, además de que el suelo mostró un comportamiento de endurecimiento por deformación, lo cual se observa en la Figura 4-20 (a1) y (b1), a excepción de la muestra no cementada consolidada a 700 kPa (la cual experimentó un ablandamiento a muy altas deformaciones); como se observa, la resistencia aumenta gradualmente a medida que se incrementa la deformación hasta llegar a un estado de esfuerzos y volumen constante, en donde las trayectorias de esfuerzos (en el plano q vs p') llegan a la Línea del Estado Crítico (CSL). La CSL tiene una pendiente (M) de 1,33. (ver Figura 4-19 a y b) También, el comportamiento de todas las muestras fue contráctil o compresivo tal como se muestra en la Figura 4-20 (a2) y (b2).

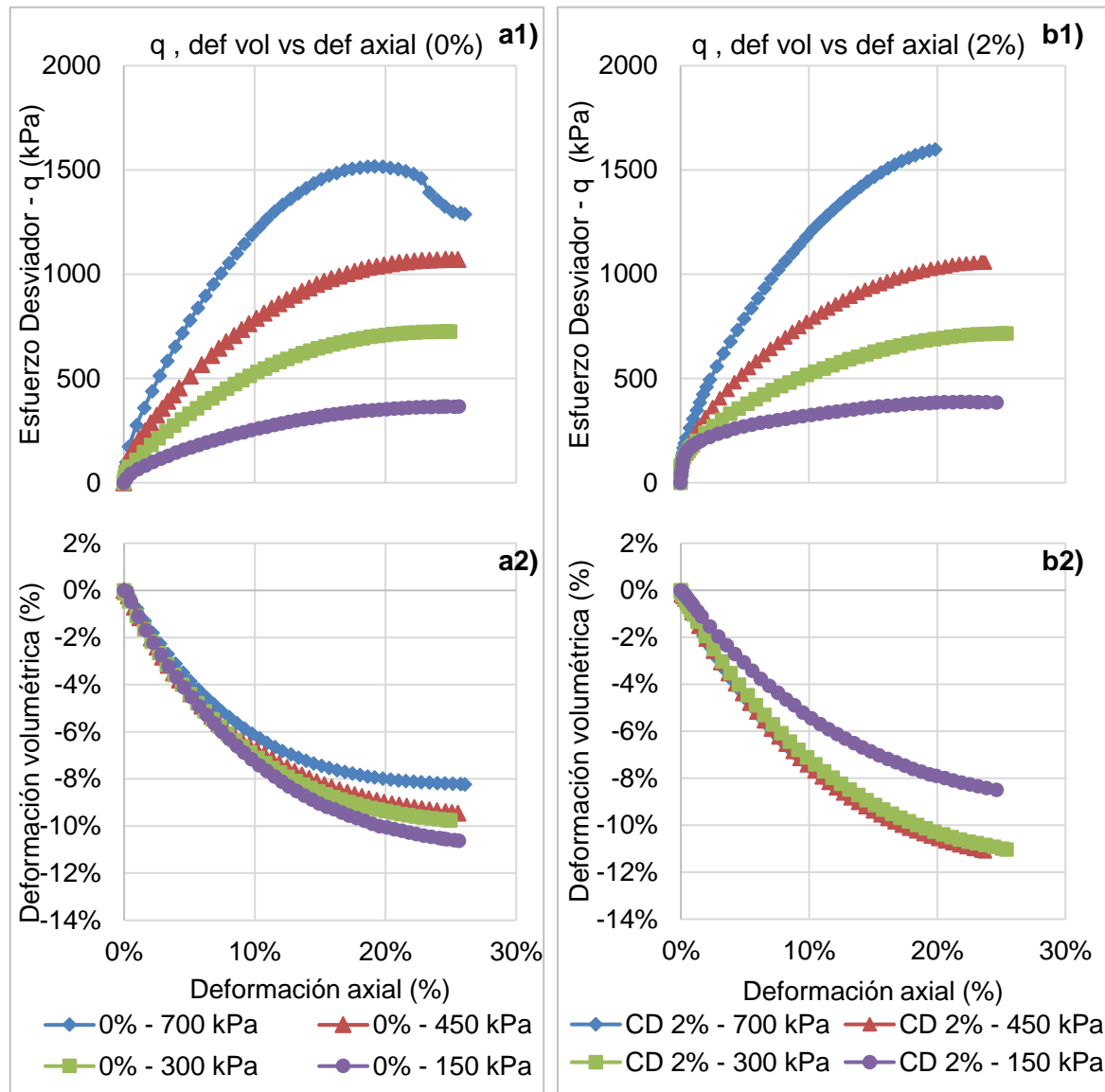
Figura 4-19: Trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CD, (a) material no cementado - 0%; (b) material cementado con 2%; (c) con 5%; (d) con 8%.



Particularmente, para el suelo cementado con 2% de cemento, es claro que el efecto de la cementación no se encuentra presente en el estado de máxima resistencia (ver Figura 4-20 a1 y b1), dado que las muestras fueron consolidadas a esfuerzos efectivos de confinamiento superiores a su esfuerzo de cedencia inicial en compresión isotrópica ($\sigma'_c > p'_{c0} 2\% = 150$ kPa), durante las etapas de consolidación se superó la superficie de cedencia inicial y en consecuencia, antes de la etapa de corte se dio inicio a la ruptura de los enlaces de la cementación, los cuales se terminaron de destruir durante las primeras

deformaciones cortantes en la etapa de falla; la Figura 4-20 (a1) y (b1) muestran claramente que la cementación solo tuvo influencia a bajas deformaciones (<2%) en las muestras sometidas a menor presión de confinamiento ($\sigma'_c = 150$ y 300 kPa), pues hubo una pequeña mejora en la rigidez inicial del material y una disminución de la deformación volumétrica. A mayores deformaciones el comportamiento del suelo cementado (2%) es igual al del suelo no cementado, lo que indica que la cementación se ha degradado por completo.

Figura 4-20: Relaciones esfuerzo desviador-def. axial y deformación volumétrica – def. axial en triaxial CD, **(a1 y a2)** material no cementado; **(b1 y b2)** material con 2% de cemento.



Efecto de la cementación en el comportamiento del suelo en ensayos triaxiales (CD) para ($\sigma'_c < p'_{c0}$)

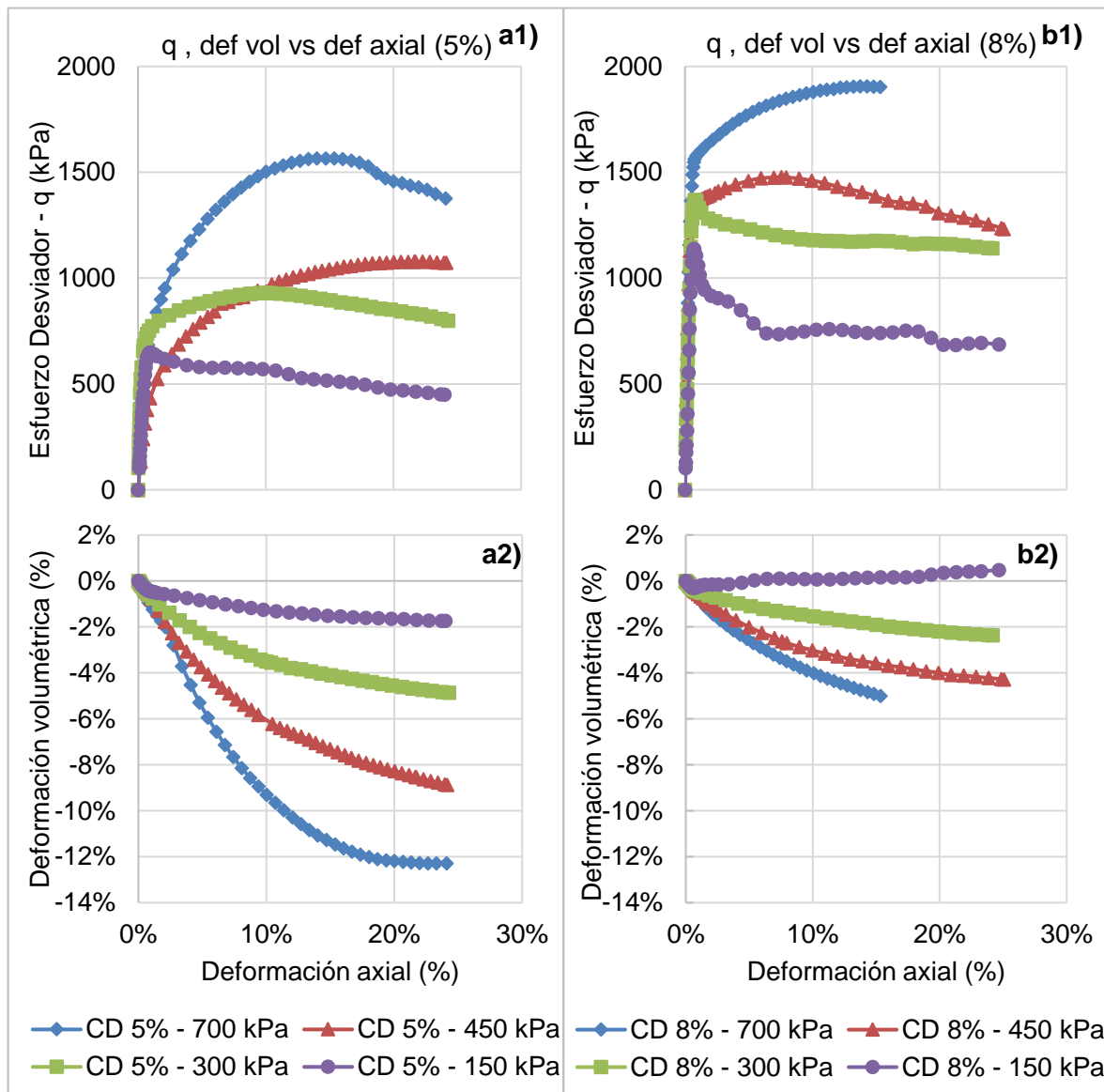
Como se mostró en los ensayos no drenados (secciones 4.2.2 y 4.2.3), La cementación tiene un mayor efecto en la resistencia cuando las muestras se someten a una presión de confinamiento menor al esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($\sigma'_c < p'_{c0}$), es decir las muestras cementadas con 5 y 8% de cemento. Las trayectorias de esfuerzos son mostradas en la Figura 4-19 (b y c) y las relaciones esfuerzo desviador y deformación volumétrica respecto a la deformación cortante se presentan en la Figura 4-21.

Particularmente, para el suelo con 8% de cemento, dado que $\sigma'_c < p'_{c0}$, durante la consolidación no hubo degradación de la cementación y, en consecuencia, la degradación solo pudo ocurrir durante el corte. La Figura 4-19 (d) muestra la significativa influencia de la cementación en la resistencia, pues se observa que todas las muestras alcanzaron estados de esfuerzos por encima de la línea del estado crítico (CSL 8%), en donde además se observó que la CSL (8%) fue paralela a la CSL (0%) del material no cementado, conservando su pendiente $M = 1,33$ pero con un intercepto $\mu(c)=170$ kPa debido a la cementación lo cual concuerda con lo visto en los ensayos no drenados. Además, en la Figura 4-21 (b1) se observa que las curvas esfuerzo-deformación se elevaron rápida y linealmente hasta alcanzar la superficie de cedencia inicial. Hasta este punto solo se han producido deformaciones elásticas (incluso durante la compresión isotrópica), pues el estado de esfuerzos siempre se ha encontrado dentro de la superficie de cedencia inicial. Superado este punto, inicia la degradación de la cementación a medida que el suelo se deforma elastoplásticamente. Se observa que el suelo alcanza un pico de resistencia para luego caer a un valor de resistencia residual, en este momento los enlaces de la cementación se han destruido por completo.

Sin embargo para el suelo con 5% de cemento la CSL (5%) obtenida en los ensayos no drenados no fue aplicable en los ensayos presentados en la Figura 4-19 (c), pues a niveles de presión de confinamiento suficientemente altos (450 y 700 kPa), la trayectoria de esfuerzos del material con 5% de cemento no alcanzó ninguna de las CSL, lo que indica que posiblemente hubo una degradación significativa de los enlaces de cementación en los primeros momentos de la etapa de corte, esto se puede explicar debido a que, después de la consolidación, el estado de esfuerzos se encontraba muy cerca de la superficie de

cedencia inicial, de modo que el rápido inicio de la deformación cortante plástica y la consecuente degradación de la cementación, condujo a un estado de resistencia máxima similar al del suelo no cementado. En este caso, también se observó que la rigidez inicial se redujo a altos esfuerzos de confinamiento como lo reportaron Leroueil y Vaughan (1990).

Figura 4-21: Relaciones esfuerzo desviador-deformación axial y deformación volumétrica – deformación axial en triaxial CD, (a) material cementado con 5% de cemento; (b) material cementado con 8% de cemento.



En pruebas triaxiales drenadas, la resistencia al corte máxima ocurre a deformaciones muy grandes, por lo tanto, el efecto de la degradación de la cementación en esta etapa es significativo aun cuando la deformación continúa incrementando, pues como se observa en la Figura 4-19 (c), la muestra con 5 % de cemento consolidada a 700 kPa continuó degradándose incluso por debajo de la CSL del material no cementado.

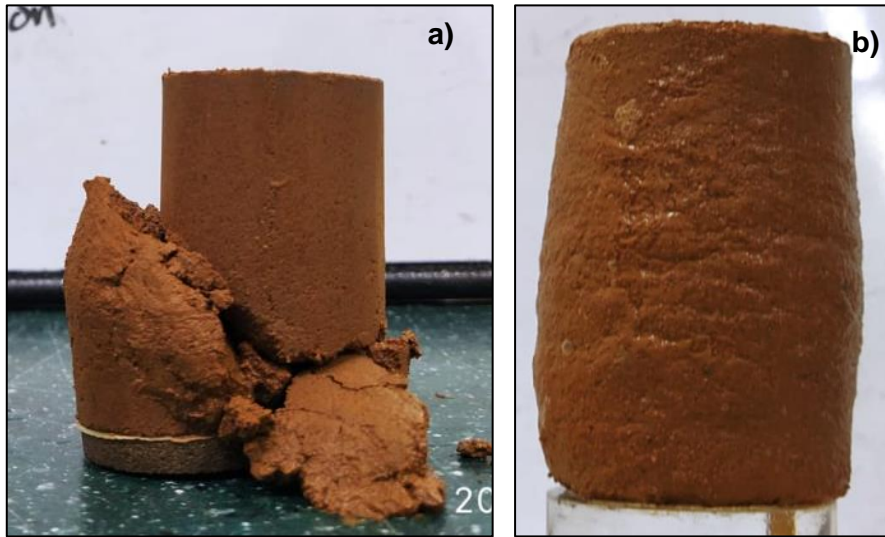
Por otro lado, en la Figura 4-21 (b1 y b2) se observa que a bajos esfuerzos de confinamiento ($\sigma'_c = 150$ y 300 kPa) el suelo con 8% de cemento mostró un comportamiento frágil/dilatante de ablandamiento por deformación, y a medida que se incrementó la presión de confinamiento ($\sigma'_c = 450$ y 700 kPa) se observó una clara transición hacia un comportamiento dúctil/compresivo de endurecimiento por deformación, lo cual ha sido reportado por otros investigadores como por ejemplo Leroueil y Vaughan (1990).

El material con 5% de cemento Figura 4-21 (a1) también mostró que a medida que se aumenta σ'_c , el material presenta una transición de un comportamiento de ablandamiento por deformación a uno de endurecimiento por deformación. Dicha transición también pudo observarse físicamente en las fotografías presentadas en la Figura 4-22, en donde se observa que la muestra consolidada a 150 kPa mostró un comportamiento de falla frágil con una banda de corte bien definida (Figura 4-22 a), en cambio la muestra consolidada a 450 kPa mostró un comportamiento dúctil, en el cual la muestra se endurecía y se ensanchaba tomando forma de “barril” a medida que la deformación aumentaba (Figura 4-22 b).

En general se observó que al aumentarse el esfuerzo efectivo de confinamiento se generaron mayores cambios de volumen en la etapa de corte. El suelo con 8% de cemento experimentó una clara transición de un comportamiento dilatante a uno compresivo. Kamruzzaman et al., (2009) explicaron que, el cambio de volumen del suelo cementado es mínimo a bajas presiones de confinamiento, sin embargo, puede ser significativo a presiones de confinamiento más altas debido a la degradación de la cementación. También mencionaron que cuando se utiliza un mayor contenido de cemento, la resistencia de los enlaces de cementación es mayor, por lo tanto, el comportamiento del suelo cementado a bajos esfuerzos de confinamiento es similar al de un suelo fuertemente sobreconsolidado, difiriendo con el comportamiento de un suelo normalmente consolidado, en donde a

presiones de confinamiento cada vez más altas puede reducirse la deformación volumétrica durante el corte (ver Figura 4-20 a2).

Figura 4-22: Comportamiento durante la falla en condición triaxial drenado – Material con 5% de cemento. (a) Esfuerzo de consolidación: 150 kPa, (b) Esfuerzo de consolidación 450 kPa.



La fabricación de las muestras de suelo-cemento estudiadas en este trabajo buscó aislar por completo el efecto de la cementación controlando en todos los casos, el contenido de agua de mezclado, el peso unitario y el esfuerzo de compactación, de modo que solo se varió el contenido de cemento y las demás variables no tuvieron efecto en el comportamiento del suelo. Así que, de los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales drenados (CD), puede concluirse que el comportamiento del suelo cementado está influenciado principalmente por el esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'_c) y su relación con el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica p'_{c0} , que a su vez está asociado al grado de cementación. De modo que, cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$, el suelo cementado exhibe un comportamiento dúctil/compresivo, donde el efecto de la cementación solo se encuentra presente al inicio de la etapa de corte, pues es completamente degradada antes de llegar al estado de máxima resistencia, el cual coincide con el del material no cementado de referencia, indicando que el efecto de la fábrica y el proceso de endurecimiento propio del material son más relevantes.

Por otro lado, cuando $\sigma'_c < p'_{c0}$ y para bajos esfuerzos de confinamiento, el comportamiento del suelo cementado se ve principalmente influenciado por la cementación, pues presenta una resistencia pico considerablemente mayor a la resistencia del material no cementado de referencia, así como un comportamiento frágil/dilatante, sin embargo, cuando se incrementa la presión de confinamiento y σ'_c se acerca a p'_{c0} , la resistencia del suelo cementado es cada vez más cercana a la resistencia del material no cementado de referencia, mostrando a su vez una transición a un comportamiento dúctil/compresivo.

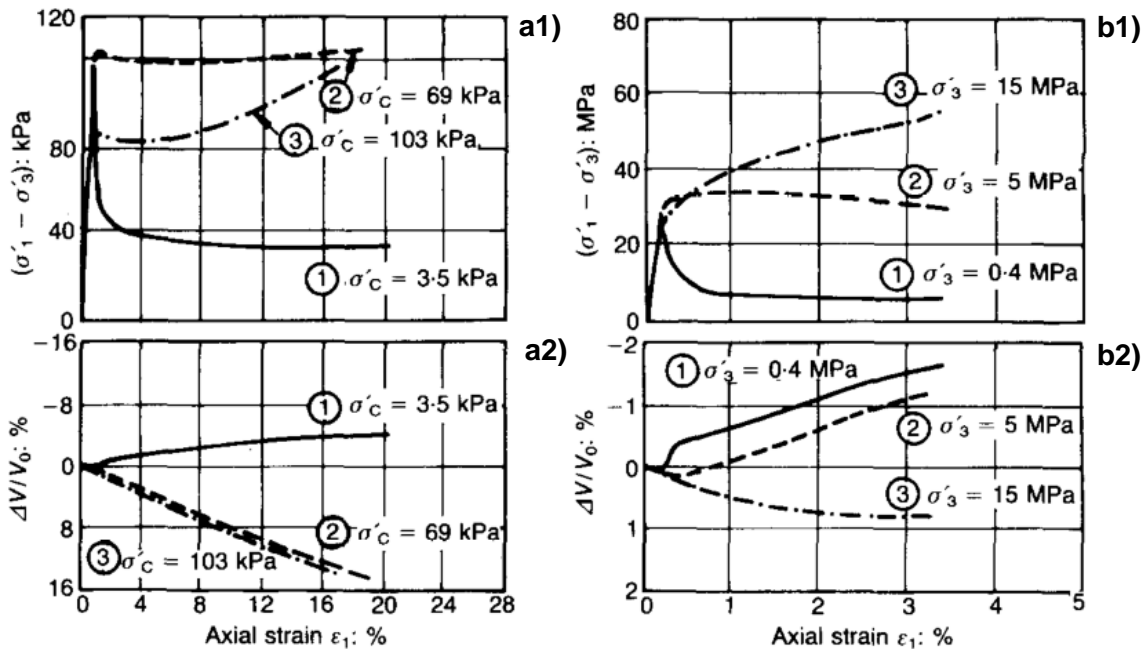
Comparación del comportamiento del suelo artificialmente cementado con materiales estructurados naturalmente.

La estructura del suelo y su cementación pueden surgir de diferentes causas u orígenes geológicos, algunos ejemplos de materiales naturalmente estructurados son las rocas blandas y meteorizadas, suelos residuales, arcillas duras y arenas envejecidas, sin embargo, el comportamiento del suelo es similar en dichos materiales.

La Figura 4-23 muestra los ensayos triaxiales drenados (CD) realizados por Lefebvre (1970) en la arcilla de Saint Vallier y por Elliot y Brown (1985) en una caliza oolítica blanda de alta porosidad. Los ensayos marcados con el número uno (1) corresponden a bajos esfuerzos de confinamiento y son comparables con los realizados en este trabajo mostrados en la Figura 4-21 (a1, a2, b1 y b2) consolidados a 150 kPa, en este caso la resistencia máxima se debe a la cementación, los materiales son frágiles y se dilatan una vez se ha superado la resistencia máxima, la cedencia es abrupta y coincide con el estado de resistencia máxima, también se generan superficies o bandas de corte, como lo ha reportado Leroueil y Vaughan (1990). Los ensayos marcados con el número tres (3) se realizaron a altas presiones de confinamiento y son comparables con los ensayos de la Figura 4-21 consolidados a 700 kPa, los materiales muestran un comportamiento rígido hasta que se alcanza la cedencia, además, la resistencia máxima y última coinciden, exhibiendo un comportamiento dúctil y compresivo. Los ensayos marcados con el número dos (2) presentan un comportamiento intermedio entre los ensayos 1 y 3, y son comparables con los ensayos consolidados a 300 kPa en la Figura 4-21. En todos los casos, a grandes deformaciones los materiales tienden hacia el estado crítico con resistencia y volumen constante. En general, tres materiales con orígenes de cementación

y estructura diferente, uno compactado y artificialmente cementado y dos naturalmente cementados con rangos de resistencia (entre 35 kPa y 55 MPa) y de presiones de confinamiento altamente variables (entre 3,5 kPa y 15 MPa) muestran un comportamiento similar comparable entre sí, mostrando una alta congruencia, de los resultados de este trabajo con los obtenidos por otros investigadores.

Figura 4-23: Ensayo triaxial CD en dos materiales naturalmente estructurados Recuperado de: Leroueil y Vaughan (1990). **a1 y a2)** Relaciones q-def axial y def vol – def axial para la Arcilla de Saint Vallier (Lefebvre, 1970) **b1 y b2)** Relaciones q-def axial y def vol – def axial para una caliza oolítica blanda de alta porosidad (Elliot y Brown, 1985)

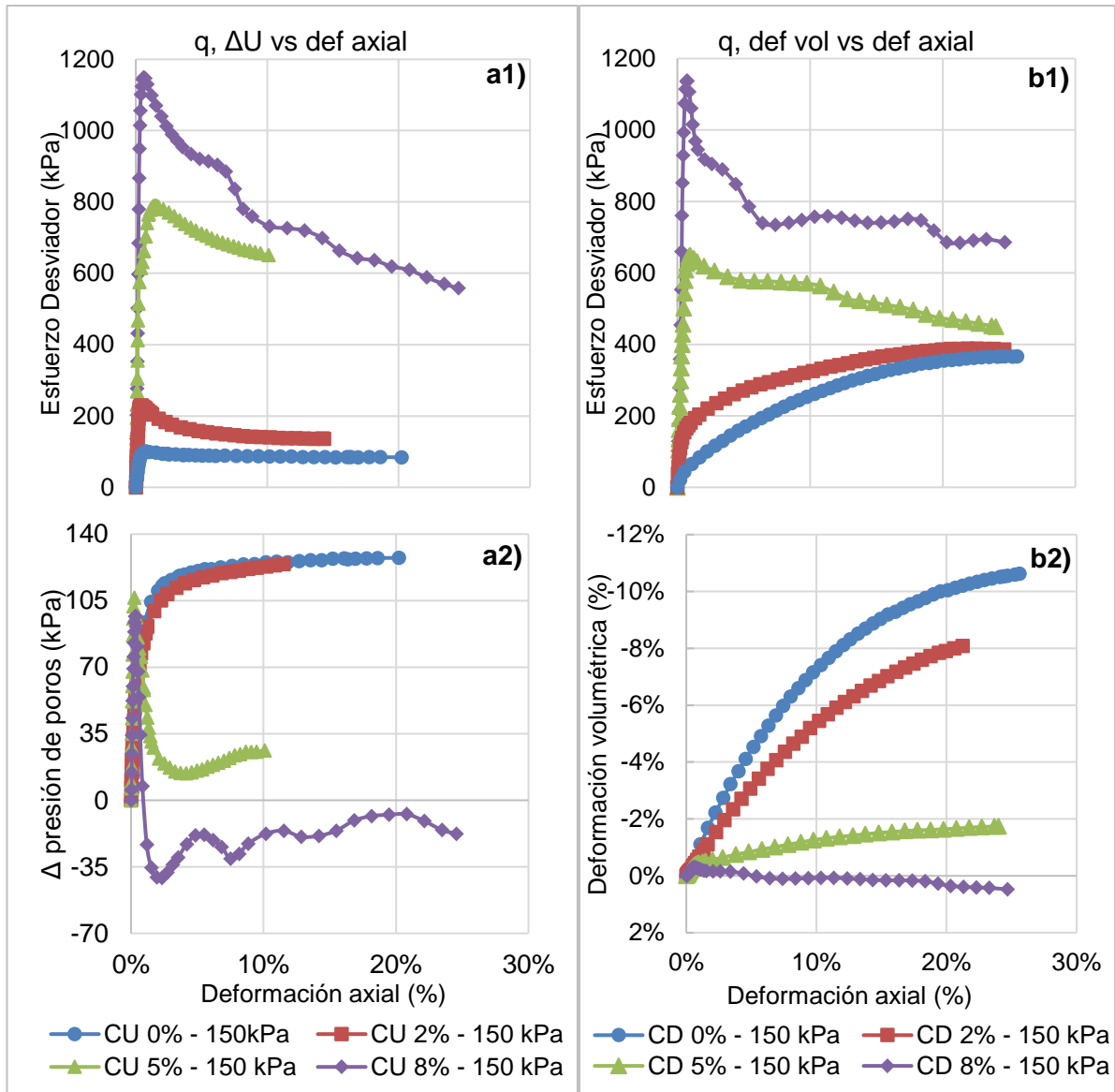


4.2.5 Comparación del efecto de la cementación en el comportamiento del suelo en ensayos no Drenados (CU) y en ensayos drenados (CD)

Con el fin, de realizar una comparación del efecto de la cementación en los ensayos triaxiales no drenados (CU) y en los drenados (CD), se fijó el esfuerzo efectivo de confinamiento en 150 kPa y se varió el contenido de cemento, lo que permite contrastar los resultados obtenidos con ayuda de la Figura 4-24, donde se presentan las relaciones esfuerzo desviador – deformación para ambas condiciones de drenaje, así como la

respuesta del exceso de presión de poros en los ensayos no drenados (Figura 4-24 a2) y la deformación volumétrica en los ensayos drenados (Figura 4-24 b2).

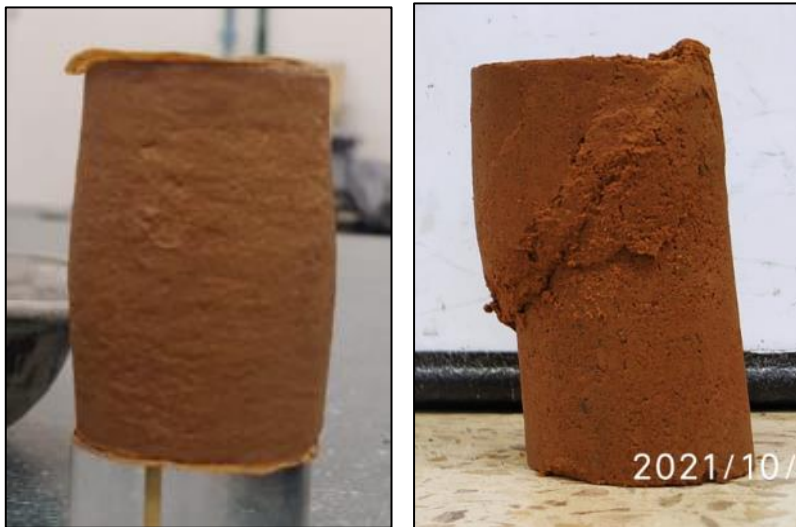
Figura 4-24: (a1 y a2) Efecto de la cementación en las relaciones esfuerzo-deformación en la respuesta del exceso de presión de poros en triaxial CU con $\sigma'_c = 150$ kPa, (b1 y b2), efecto de la cementación en las relaciones esfuerzo-deformación y en la deformación volumétrica en triaxial CD con $\sigma'_c = 150$ kPa.



La Figura 4-24 muestra que tanto en los ensayos drenados como en los no drenados, la rigidez inicial y la resistencia al corte aumentan significativamente con el incremento del grado de cementación producto de la formación de los enlaces de cementación a partir de

la adición de cemento, sin embargo, el comportamiento del suelo cambia de dúctil/compresivo de endurecimiento por deformación hacia uno frágil/dilatante que ablanda por deformación, según se incrementa el contenido de cemento. este comportamiento también se puede observar físicamente en las fotografías presentadas en la Figura 4-25, pues el material no cementado mostró un comportamiento dúctil, en el cual la muestra se endurecía a medida que la deformación aumentaba y a su vez la muestra se ensanchaba tomando forma de “barril” (Figura 4-25 (a)), en cambio el material con 8% de cemento, bajo la misma presión de confinamiento, mostró un comportamiento de falla frágil con una banda de corte bien definida (Figura 4-25 (b)).

Figura 4-25: Comportamiento durante la falla en condición triaxial no drenado (CU) consolidado a 300 kPa. (a) Material no cementado – 0%, (b) Material con 8% de cemento.



La cementación agranda la superficie de cedencia inicial y su proceso de degradación comienza una vez esta superficie es superada. Los enlaces de cementación se van rompiendo a medida que se incrementa la deformación plástica, hasta que la resistencia del suelo cementado converge a la resistencia residual del suelo no cementado en el estado crítico, en este punto la cementación se ha destruido por completo. Se observó que, la tasa de degradación de la cementación aumenta con el contenido de cemento, es decir los enlaces de la cementación se rompen más rápido según se incrementa el contenido de cemento, pues en el estado post pico, como se observa en la Figura 4-24, la pendiente o

velocidad con la que se reduce la resistencia es mayor a cantidades de cemento crecientes.

Durante la etapa de falla drenada, se observó que el cambio de volumen disminuyó con el aumento del grado de cementación, de hecho, el suelo con mayor grado de cementación (o cuando $\sigma'_c < p'_{c0}$), presentó un comportamiento dilatante, en contraste con el comportamiento contráctil del suelo con menor grado de cementación (cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$). Dicho comportamiento también fue evidente en los ensayos de corte no drenados, pues, aunque el cambio de volumen está restringido, el suelo cementado desarrolla un exceso de presión de poros positivo antes del pico de resistencia, el cual es máximo en el suelo con mayor grado de cementación cuando la resistencia es máxima, y en el estado post-pico disminuye a valores negativos, asociado a su comportamiento dilatante. Mientras que el suelo con menor grado de cementación tuvo una respuesta del exceso de presión de poros siempre positiva, la cual se desarrolla principalmente antes del pico y se atenúa una vez dicho pico es superado. En general, se observó que para una presión de confinamiento fija, el comportamiento del suelo cambia de dúctil/compresivo a frágil/dilatante a medida que se incrementa la cementación.

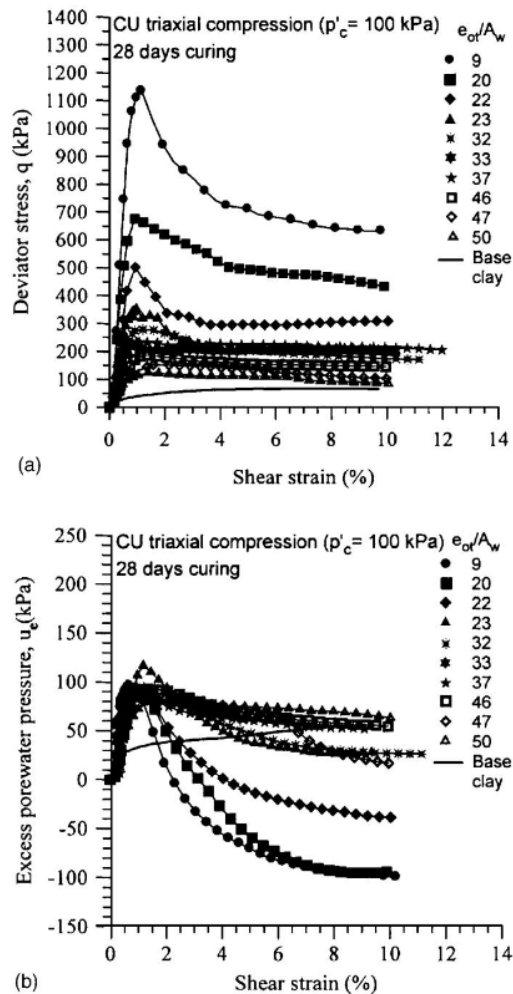
Efecto de la relación de mezcla (e_{0t}/A_w) en ensayos triaxiales

Como se mencionó anteriormente la proporción entre la relación de vacíos después del curado y el contenido de cemento (e_{0t}/A_w) son suficientes para caracterizar la resistencia y la compresibilidad del suelo mezclado con cemento, pues Lorenzo y Bergado (2004, 2006) demostraron que e_{0t}/A_w combina la influencia del contenido de agua de mezclado, el peso unitario, el tiempo de curado, el esfuerzo de compactación, el esfuerzo de curado y el contenido de cemento.

La fabricación de las mezclas de suelo -cemento permitió obtener una relación de mezcla (e_{0t}/A_w) de 39, 15.8 y 9.8 para el material con 2%, 5% y 8% de cemento respectivamente (ver Tabla 4-4). Mientras que Lorenzo y Bergado (2006) fabricaron las muestras de suelo-cemento con la arcilla de Bangkok variando el contenido de cemento, el peso unitario y el contenido de agua, obteniendo un rango de relaciones de mezcla (e_{0t}/A_w) entre 9 y 50. La Figura 4-26 muestra los ensayos triaxiales CU realizados por Lorenzo y Bergado (2006) para la arcilla de Bangkok consolidada isotrópicamente a 100 kPa.

Los resultados de este trabajo son comparables y congruentes con los de Lorenzo y Bergado (2006), como se observa en la Figura 4-24 (a1 y a2) y en la Figura 4-28 la resistencia máxima disminuye a medida que se aumenta la relación e_{ot}/A_w , de modo que para bajas relaciones e_{ot}/A_w se obtiene una estructura más fuerte comparada con relaciones e_{ot}/A_w más altas, pues una relación e_{ot}/A_w baja se obtiene con altos contenidos de cemento o con relaciones de vacíos bajas, o bien, con una mezcla de ambos efectos y viceversa.

Figura 4-26: relaciones esfuerzo-deformación y respuesta del exceso de presión poros en triaxial CU con $\sigma'_c = 100$ kPa en la arcilla de Bangkok. **(a)** esfuerzo vs deformación, **(b)** exceso de presión del agua de poros vs deformación.



Lorenzo y Bergado (2006) demostraron que independientemente de la forma en que se haya llegado a una relación de mezcla dada e_{0t}/A_w (es decir, diferentes combinaciones de contenido de cemento y relaciones de vacíos), el comportamiento del suelo es el mismo en todos los casos. Lo que ha permitido, como se mostró en la sección 4.2.3, sugerir una relación empírica de tipo exponencial entre el esfuerzo desviador máximo normalizado con el esfuerzo efectivo de confinamiento (q_{pico}/σ'_c), en función de la relación de mezcla (e_{0t}/A_w), la cual permite predecir el esfuerzo desviador máximo para un valor dado de e_{0t}/A_w y σ'_c . En general puede concluirse que la relación (e_{0t}/A_w), describió adecuadamente el comportamiento del suelo cementado estudiado en este trabajo, pues combina exitosamente la influencia del peso unitario, el esfuerzo de compactación y el contenido de cemento.

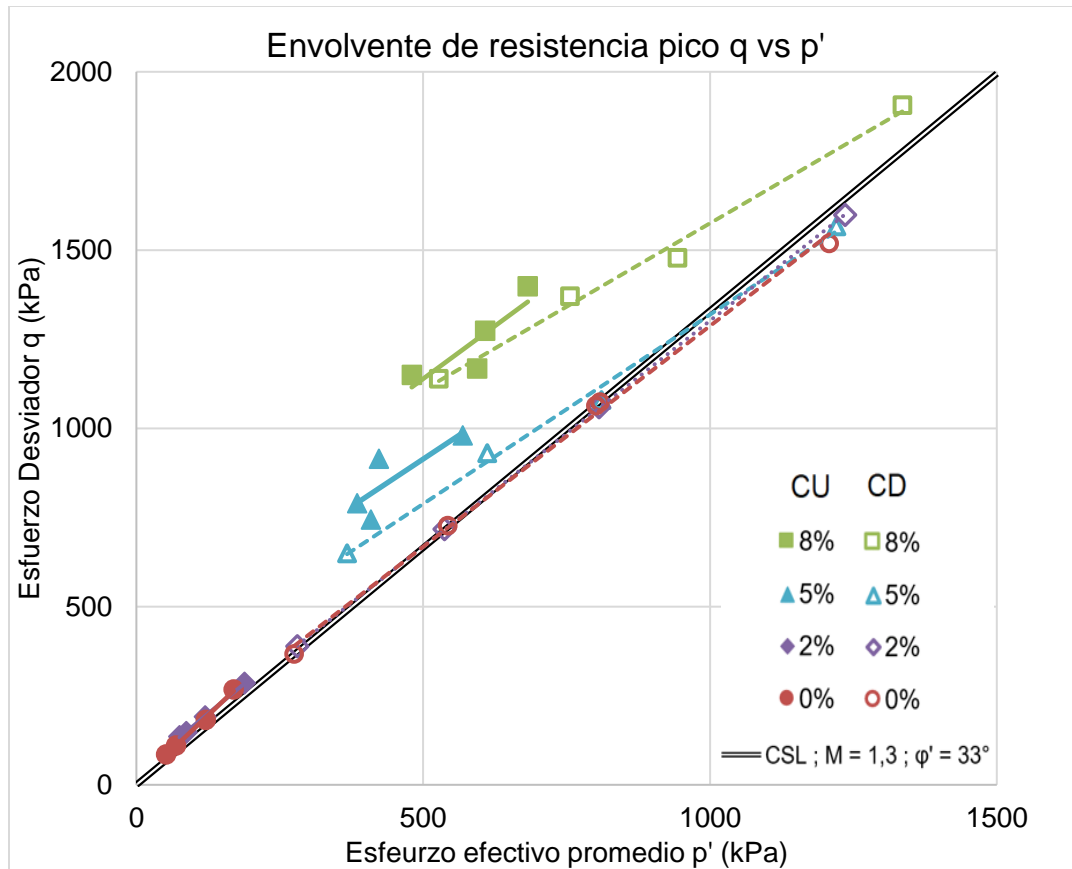
4.2.6 Influencia de la cementación en los parámetros de resistencia del suelo cementado

La Figura 4-27 muestra las envolventes de resistencia pico obtenidas para el suelo cementado (2%, 5% y 8% de cemento) así como para el suelo no cementado (0%); las envolventes fueron obtenidas a partir de los ensayos triaxiales no drenados (CU con medición de presión de poros) y drenados (CD) con base en todo el rango de presiones de confinamiento utilizadas ($\sigma'_c = 150, 300, 450$ y 700 kPa), los parámetros efectivos de resistencia en ambas condiciones se presentan en la Tabla 4-6, la variabilidad de la cohesión efectiva (c') y el ángulo de resistencia al corte efectivo (Φ') con el contenido de cemento se presentan en la Figura 4-28.

Como se observa en la Figura 4-27 para el suelo cementado con 2% de cemento, así como para el suelo no cementado (es decir, cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$), la envolvente de falla es aproximadamente única en condiciones drenadas y no drenadas, pues exhiben estados de esfuerzos en la falla que coinciden con una línea recta bien definida por un ángulo de resistencia al corte (Φ') que varía entre 30.9° y 33° y un intercepto de cohesión que varía entre 0 kPa y 23,5 kPa (ver Tabla 4-6 y Figura 4-28). Esto se debe a que la degradación de la cementación ha terminado antes de llegar al estado de máxima resistencia, de modo que la envolvente de falla del suelo cementado (2%) coincide con la del suelo no cementado (0%), también, dado el comportamiento de endurecimiento por deformación cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$, el estado de falla coincide con el estado crítico.

Sin embargo, para el suelo con 5% y 8% de cemento, es decir, cuando ($\sigma'_c < p'_{c0}$) la envolvente de falla es ligeramente diferente en condiciones drenadas y no drenadas, pues los esfuerzos de falla en condición no drenada fueron levemente mayores lo cual puede deberse a la mayor sensibilidad de los ensayos no drenados a la localización de la deformación mediante bandas de corte. Sin embargo, los estados de esfuerzos en la falla coinciden aproximadamente con una línea recta definida por un ángulo de fricción interna (Φ') que varía entre $23,9^\circ$ y $24,2^\circ$ para el suelo con 8% de cemento, y entre $26,8^\circ$ y $26,9^\circ$ para el suelo con 5% de cemento, además, el intercepto de cohesión (c') varía entre 302 y 327 kPa para el 8% y entre 122 y 181 kPa para el suelo con 5% de cemento (ver Tabla 4-6 y Figura 4-28).

Figura 4-27: Envolvente de resistencia pico, en ensayos CU y CD



En la Figura 4-28 (a) se observa que el intercepto de cohesión efectivo (c') incrementa con el aumento del grado de cementación, pues como lo ha demostrado Leroueil y Vaughan (1990), la cementación aporta resistencia a la tracción y cohesión real al material, también

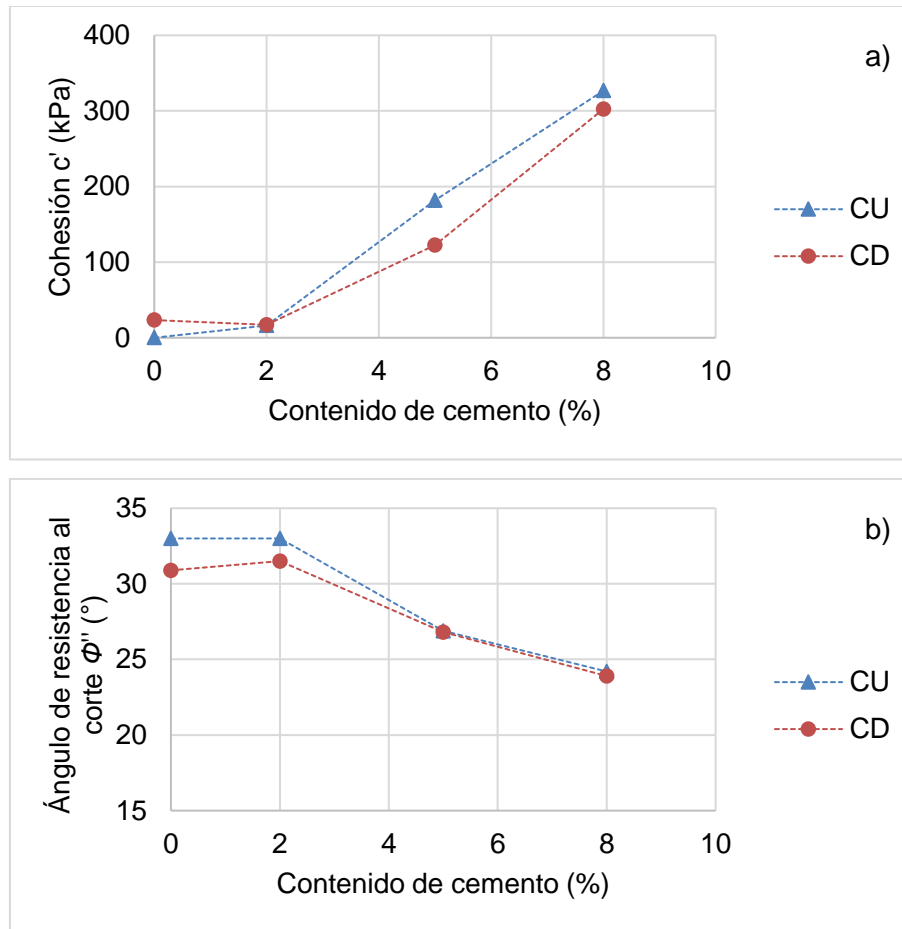
varios investigadores (Udin et al., 1997; Horpibulsuk et al., 2004) han mostrado como la cohesión aumenta con el incremento del grado de cementación, lo cual concuerda con los resultados de los ensayos de este trabajo. Por el contrario, el ángulo de resistencia al corte efectivo (Φ') del suelo cementado decrece con el incremento del grado de cementación lo que indica que la envolvente de falla se aplana ante los grandes aumentos de cohesión en el material, es decir la cementación tiene un papel fundamental en la resistencia del suelo cementado al aportar cohesión al material.

En conclusión, en los ensayos drenados (CD) cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$, la cementación se degrada completamente antes de llegar a la máxima resistencia, pues la envolvente de resistencia pico coincidió con la línea del estado crítico (CSL), mientras que, en las muestras con mayor grado de cementación cuando $\sigma'_c < p'_{c0}$, la cementación estaba presente en el estado de resistencia pico, pues el suelo exhibe un comportamiento de ablandamiento por deformación y finalmente se estabiliza al llegar al estado crítico. El intercepto de cohesión del suelo cementado se debe principalmente a la cementación, es decir, a mayor grado de cementación mayor cohesión y resistencia a la tracción; también, debido a la presencia de una estructura floculada y cementada el ángulo de resistencia al corte varía en comparación con el del suelo no cementado.

Tabla 4-6: Parámetros efectivos de resistencia obtenidos de los ensayos triaxiales no drenados (CU) y drenados (CD).

Contenido de cemento	CU		CD		
	A_w	c' (kPa)	Φ' (°)	c' (kPa)	Φ' (°)
0		0,0	33,0	23,5	30,9
2		16,2	33,0	17,1	31,5
5		181,5	26,9	122,4	26,8
8		326,7	24,2	302,4	23,9

Figura 4-28: Variación de los parámetros de resistencia al corte con el contenido de cemento; a) Cohesión efectiva c' ; b) Ángulo de resistencia al corte efectivo Φ' .



5. Interpretación de los resultados experimentales utilizando el modelo C-CASM

El modelo original unificado para arcillas y arenas (CASM) fue desarrollado por Yu (1998). Es un modelo elastoplástico de superficie única basado en la mecánica de suelos del estado crítico y ha sido utilizado por varios investigadores como punto base para el desarrollo de modelos más avanzados (Rios et al., 2016). El marco conceptual del modelo unificado para Arcillas y Arenas se presentó en la sección 2.2.

González (2011), desarrolló una familia de modelos constitutivos a partir del CASM, entre ellos el modelo denominado “CASM cementado” (C-CASM), siguiendo de cerca las bases conceptuales introducidas por Gens y Nova (1993). C-CASM extiende el modelo CASM introduciendo una nueva variable de estado básica (b), la cual representa la cementación inicial o intacta. Se supone que la forma de la superficie de cedencia es la misma en condiciones no cementadas y cementadas, lo cual se valida en los resultados de este trabajo. La cementación o bonding (b) amplía la superficie de cedencia a medida que la cementación crece. La manera en que (b) afecta la superficie de cedencia se expresa usando dos variables de estado intermedias del material cementado, p'_{c0} y p'_t , que controlan la cedencia en compresión isotrópica y la cedencia a tracción del suelo cementado respectivamente (Rios et al., 2016).

El modelo requiere la especificación de once (11) parámetros, siete (7) describen el comportamiento del material no cementado de referencia y cuatro (4) específicos del material cementado. Los parámetros requeridos para el modelo cementado C-CASM se describen en la Tabla 5-1 y las variables de historia utilizadas en el modelo son las descritas en la Tabla 5-2.

Tabla 5-1: Descripción de los parámetros para el modelo cementado C-CASM.

Material	Grupo	Símbolo	Descripción
No cementado	Constante elástica	ν	Relación de Poisson
	Parámetros de compresibilidad	k	Pendiente de la curva expansión-recompresión en compresión isotrópica (En el espacio $v - \ln p'$)
		λ	Pendiente de la curva de compresión normal en compresión isotrópica (En el espacio $v - \ln p'$)
		N	Volumen específico en la línea de compresión isotrópica a la presión de referencia ($p'_{ref} = 1 \text{ kPa}$)
	Parámetros de forma de la superficie de cedencia	r	Relación de espaciamiento
		n	Parámetro de forma
Parámetro de resistencia	M	Relación de esfuerzo (q/p') en el estado crítico	
Cementado	Parámetros de cementación	b_0	Cementación inicial
		α_t	Parámetro que controla la resistencia a la tracción
	Parámetros de degradación de la cementación	h_1	Tasa de degradación por compresión isotrópica
		h_2	Tasa de degradación por corte

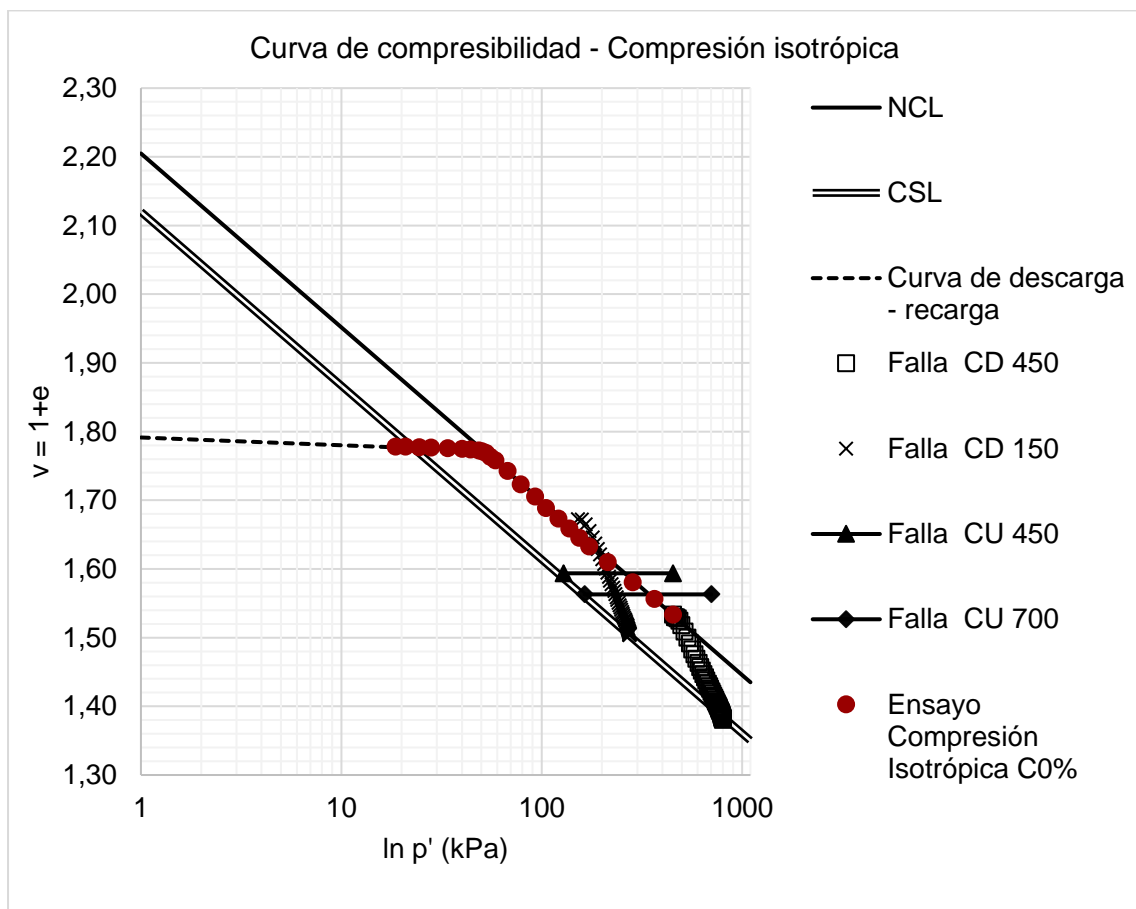
Tabla 5-2: Descripción de las variables de historia del modelo cementado C-CASM.

Símbolo	Descripción
p'_{0}	Esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica del material no cementado de referencia
p'_{c0}	Esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica del material cementado
p'_{t}	Resistencia a la tracción del suelo

5.1 Parámetros básicos CASM

Los parámetros básicos del modelo CASM, son aquellos compartidos con los modelos clásicos del estado crítico como los Cam-Clay. Estos incluyen: la pendiente de la línea del estado crítico (M), la pendiente de la curva de compresión normal en el plano de compresión (λ), la pendiente de la curva de expansión-recompresión en el plano de compresión (k) y el volumen específico de la curva de compresión normal a la presión de referencia (N). Los valores de N , k y λ se obtuvieron del ajuste de los ensayos de compresión isotrópica realizados en el material no cementado (0% de cemento). La Figura 5-1 muestra un ensayo representativo de compresión isotrópica en el plano $v - \ln p'$ realizado al material no cementado, de la interpretación de la curva se obtuvo un valor de $k = 0.005$, $\lambda = 0.110$ y $N = 2.205$.

Figura 5-1: Obtención de los parámetros básicos del modelo en un ensayo de compresión isotrópica y trayectorias de esfuerzos en falla drenada y no drenada.



En la Figura 5-1 también se muestran las trayectorias de esfuerzos de algunos ensayos del material no cementado durante la etapa de falla tanto drenada como no drenada, lo que permitió determinar experimentalmente la ubicación de la línea del estado crítico CSL en el espacio $v - \ln p'$. Se observa que los ensayos no drenados tienen una trayectoria horizontal, producto del impedimento de cambio de volumen durante la etapa de falla, aquí, las trayectorias se mueven hacia la izquierda producto de excesos positivos en la presión del agua de poros, lo que reduce el esfuerzo efectivo promedio (p') hasta alcanzar la línea del estado crítico. Particularmente, los dos ensayos CU inician en un estado de esfuerzos a la derecha de la NCL, a pesar de que las condiciones iniciales (relación de vacíos, contenido de agua, 0% de cemento) fueron idénticas al resto de probetas, puede suponerse que durante el proceso de fabricación y compactación se generó una fábrica ligeramente diferente al resto de probetas, lo que condujo a un estado de esfuerzos a la derecha de la NCL, sin embargo, dado que el estado crítico únicamente depende del material, al llegar a dicho estado, todas las muestras convergieron en una única línea denominada CSL, lo cual se observó tanto en el espacio $v - \ln p'$ como en $q - p'$.

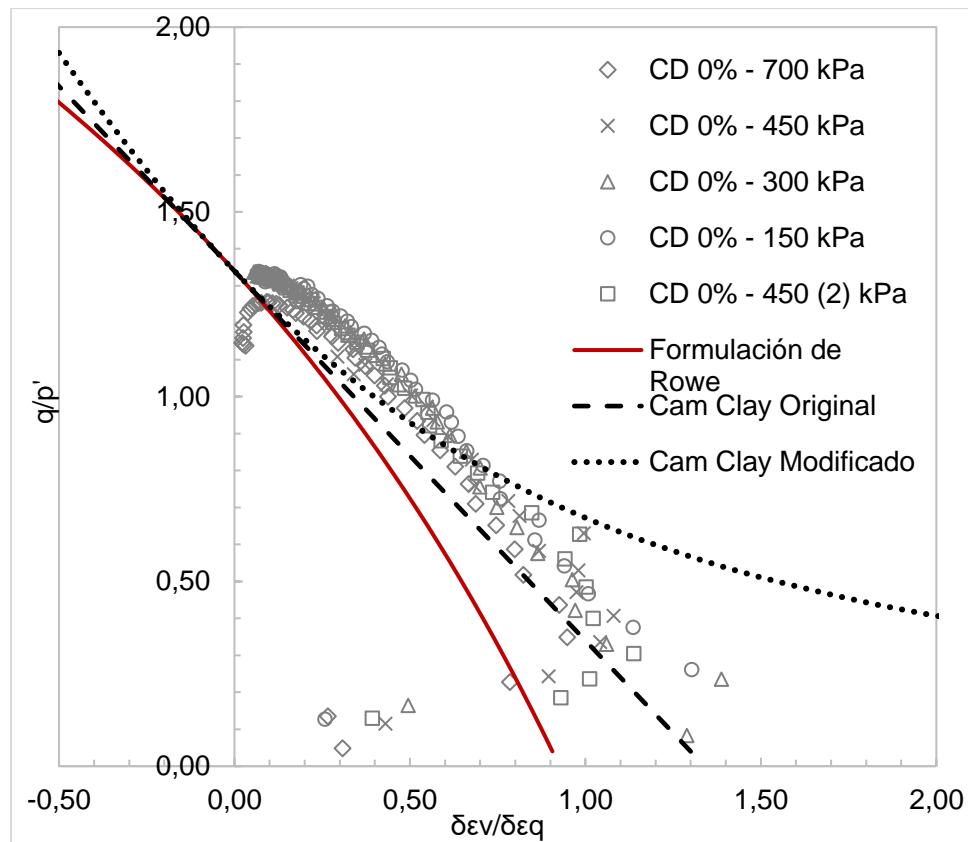
También se observan las trayectorias de esfuerzos de los ensayos drenados, en este caso el drenaje de la muestra fue permitido; por ende, una reducción de volumen y un aumento en el esfuerzo efectivo promedio (p') llevaron la trayectoria de esfuerzos hacia abajo y hacia la derecha en una muy marcada línea recta hasta alcanzar el estado crítico. En conclusión, experimentalmente pudo determinarse que la CSL tiene la misma pendiente de la NCL, y que su volumen específico a la presión de referencia ($p'_{ref} = 1 \text{ kPa}$) denominado (Γ) se estableció en $\Gamma = 2.120$. En general el material tiene un comportamiento acorde con el marco conceptual de la mecánica de suelos del estado crítico.

La relación de esfuerzo ($\eta = q/p'$) en el estado crítico de fricción (M) se obtuvo como el valor de dilatancia cero en la Figura 5-2, donde se muestran los ensayos triaxiales drenados (CD) realizados en el material no cementado (0%) en el espacio relación de esfuerzo – dilatancia; de dicho análisis se determinó que $M = 1.33$. La Figura 5-2 también permitió graficar la formulación de la relación esfuerzo-dilatancia de Rowe (1962) (Ecuación 2-17), así como la de los modelos Cam Clay y Cam Clay Modificado, a partir de la ecuación 5-1 propuesta por Yu (2006).

$$\frac{\delta \varepsilon_v^p}{\delta \varepsilon_q^p} = \frac{M^n - \eta^n}{m\eta^{n-1}} \quad (5-1)$$

Donde $\delta \varepsilon_v^p$ es el incremento de deformación volumétrica plástica, $\delta \varepsilon_q^p$ es el incremento de deformación cortante plástica y m es una constante del material independiente de n y r , para $n = 1$ y $m = 1$ la ecuación (5-1) se reduce a la bien conocida regla de flujo plástico del Cam Clay Original, mientras que para $n = 2$ y $m = 2$ la regla de flujo plástico del modelo Cam Clay modificado es recuperada (González, 2011).

Figura 5-2: Relación de esfuerzo vs dilatancia en ensayos triaxiales drenados (CD) para el material no cementado y formulación de Rowe (1962).



El modelo CASM utiliza una regla de flujo no asociada. El potencial plástico para CASM sigue la relación de esfuerzo – dilatancia de Rowe, la cual ha tenido éxito describiendo la deformación de arenas, otros materiales granulares y también de arcillas dada su similitud con la relación de esfuerzo – dilatancia del modelo Cam Clay – Original (Yu, 1998). Rios

et al., (2016) mostraron que la formulación de Rowe presentó un ajuste relativamente adecuado para la arena limosa de Porto, el cual es similar al mostrado en los resultados de este trabajo en la Figura 5-2. En general se observa que la relación de esfuerzo – dilatación del modelo Cam Clay Modificado no muestra un ajuste adecuado al comportamiento del material en estudio, pues sobreestima la dilatación a valores bajos de esfuerzo, sin embargo, la relación esfuerzo-dilatación del modelo Cam Clay Original, así como la formulación de Rowe muestran un mejor ajuste.

Todos los valores obtenidos de los parámetros básicos del modelo CASM se resumen en la Tabla 5-3.

5.2 Parámetros avanzados CASM – Forma de la superficie de cedencia

Los parámetros avanzados del modelo CASM son aquellos que no se comparten con los modelos clásicos del estado crítico Cam-Clay, a saber, los parámetros r y n que controlan la forma de la superficie de cedencia del material no cementado. La forma de la superficie de cedencia se identificó de manera cualitativa con las trayectorias de esfuerzos en los ensayos no drenados realizados al material no cementado, particularmente las muestras consolidadas isotrópicamente a 450 y 700 kPa, las cuales se suponen normalmente consolidadas, pues el esfuerzo de consolidación es considerablemente mayor al esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica inicial.

La Figura 5-3 muestra las trayectorias de esfuerzos efectivos de los ensayos no drenados realizados en el material no cementado (0%), resaltando que en estos ensayos el esfuerzo efectivo de confinamiento fue siempre mayor al esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($\sigma'_c > p'_{c0}$), de modo que el estado de esfuerzos antes de la etapa de corte se encontraba sobre la NCL, y las muestras se pueden considerar “normalmente consolidadas”, por lo que el esfuerzo desviador (q) y el esfuerzo efectivo promedio (p') se normalizaron con el esfuerzo efectivo de consolidación ($\sigma'_c = p'_c$) de cada muestra, al igual que las superficies de cedencia de los modelos Cam Clay Original, Cam Clay Modificado y CASM con $n = 3.5$ y $r = 1.8$. Nótese que el modelo Cam Clay Original puede ser recuperado si en la formulación de la superficie de cedencia del CASM (Ecuación 2-16) se escoge convenientemente $n = 1$ y $r = 2.7183$, también el modelo Cam Clay

Modificado puede aproximarse con bastante precisión si se escoge $r = 2.0$ y n entre 1.5 y 2.0. Se observa que el modelo Cam Clay Modificado sobreestima los esfuerzos de cedencia, mientras que el modelo Cam Clay Original los subestima, particularmente en el “lado húmedo” de la superficie de cedencia.

Sin embargo, la obtención cualitativa de la forma de la superficie de cedencia a partir de la trayectoria de esfuerzos efectivos en muestras normalmente consolidadas no deja de ser más que una aproximación, pues las superficies de cedencia generalmente van un poco por debajo de la trayectoria de esfuerzos, por esta razón y para mayor precisión, en futuras investigaciones es deseable obtener esfuerzos de cedencia en el “lado seco”, los cuales se podrían obtener con ensayos drenados y no drenados en muestras fuertemente sobreconsolidadas, así como la obtención de esfuerzos de cedencia en el “lado húmedo” por ejemplo mediante ensayos drenados a relación de esfuerzo constante (CSR – constant stress ratio) como lo hizo Bergado et al. (2006) (ver Figura 5-9).

Dado que el modelo CASM permite ajustar el tamaño y la forma de la superficie de cedencia con los parámetros r y n , se observó que el mejor ajuste se encuentra cuando $r = 3.5$ y $n = 1.8$. A pesar de las suposiciones realizadas, es posible comparar los parámetros calibrados del modelo CASM, así como la forma de la superficie de cedencia, con los resultados obtenidos por otros investigadores. Por ejemplo, la Figura 5-4 muestra la calibración de la superficie de cedencia, para la arena limosa de Porto, realizada por Rios et al. (2016), en donde se observan resultados congruentes con los obtenidos en este trabajo. Además, todos los valores de los parámetros del modelo CASM obtenidos para el material estudiado en esta investigación se resumen en la Tabla 5-3, y se comparan con los parámetros reportados para otros materiales. Como se observa en la Tabla 5-3, los parámetros del material estudiado en este trabajo, se aproximan de buena manera con los parámetros obtenidos en la arena limosa de Porto, dada su similitud granulométrica. Mientras que los parámetros reportados para los demás materiales arcillosos difieren con los obtenidos en este trabajo.

Figura 5-3: Calibración de la forma de la superficie de cedencia del modelo CASM, a partir de ensayos triaxiales no drenados.

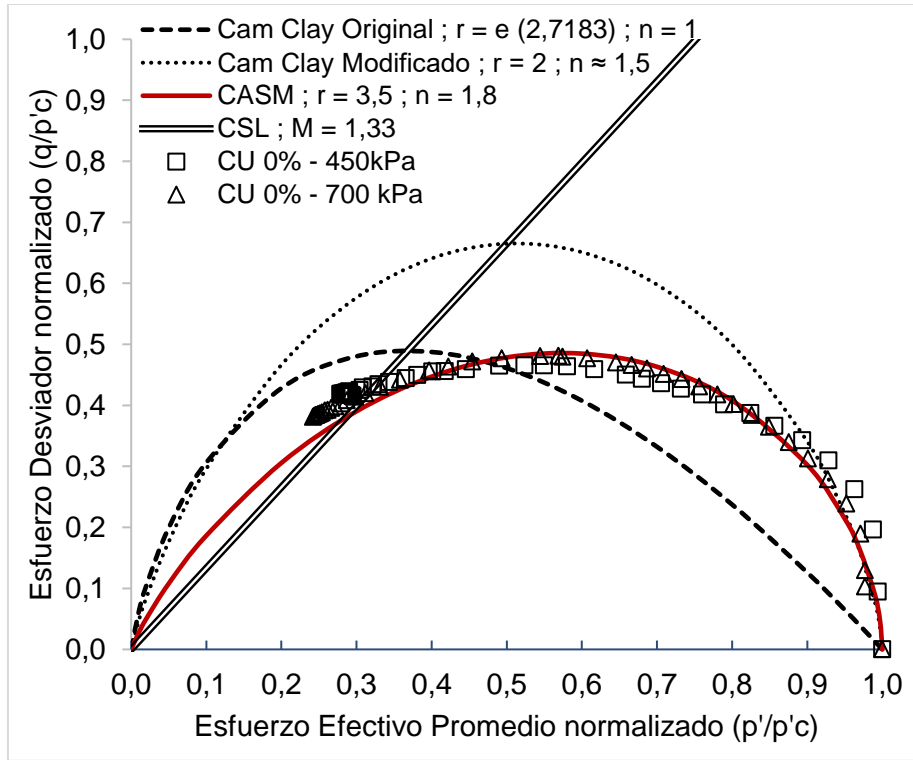


Figura 5-4: Calibración de superficie de cedencia (CASM), para la arena limosa de Porto. Tomado de: Rios et al. (2016).

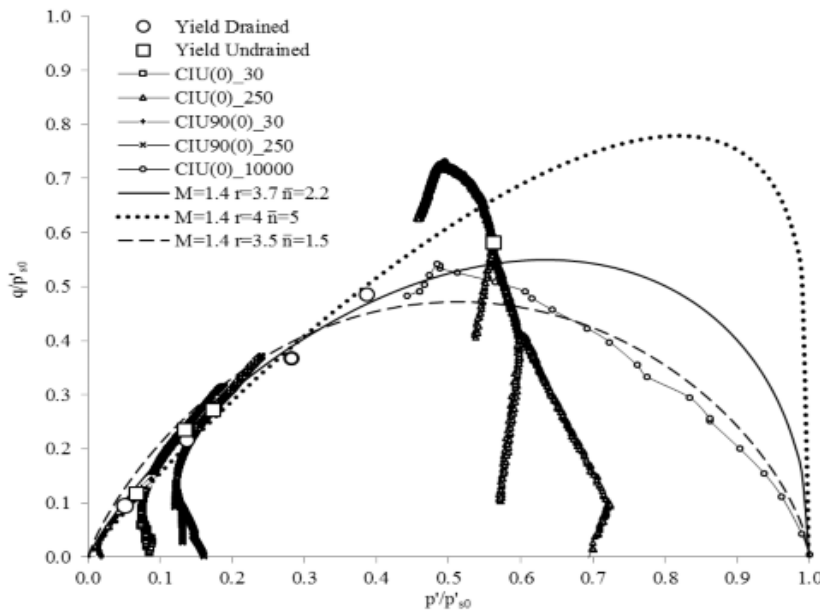


Tabla 5-3: Parámetros del modelo CASM para el material no cementado, comparado con otros materiales.

Material	Parámetros básicos (estado crítico)					Parámetros avanzados (forma)	
	k	λ	N	Γ	M	n	r
Limo arenoso de Orocué	0.0050	0.110	2.205	2.120	1.33	1.8	3.5
Arena limosa de Porto (Rios et al., 2016)	0.0097	0.112	2.35	-	1.40	1.5	3.5
Bangkok Clay (Arroyo et al., 2012)	0.0300	0.282	4.0	-	1.20	3.0	1.25
Bothkennar Clay (González et al., 2009)	0.0300	0.200	3.0	-	1.113	1.5	2
London Clay (Collins y Yu, 1996)	0.0620	0.161	-	2.759	0.888	1.5	2

5.3 Parámetros del suelo cementado C-CASM

El modelo CASM se extiende a los materiales cementados, mediante la introducción de la variable cementación (b), que está relacionada con dos variables diferentes, p'_c y p'_t , que controlan la cedencia en compresión isotrópica y la cedencia a la tracción del suelo, respectivamente (Rios et al., 2016). Los esfuerzos de cedencia en los ensayos de compresión isotrópica permitieron determinar experimentalmente $p'_0 = 53 \text{ kPa}$ para el material no cementado (0%) y $p'_{c0} = 150 \text{ kPa}$ para el suelo cementado con 2% de cemento. Siguiendo la ecuación 5-2, se determinó que el material con 2% de cemento poseía una cementación inicial $b_0 = 1,8$.

$$p'_{c0} = p'_0(1 + b) \quad (5-2)$$

$$p'_t = \alpha p'_0 b \quad (5-3)$$

Como se observó en la sección 0, el material cementado con 5 y 8% de cemento no alcanzó la cedencia durante la compresión isotrópica, de modo que, p'_{c0} no pudo medirse experimentalmente de manera directa, para este caso p'_{c0} se estimó siguiendo la metodología propuesta por González (2011), con ayuda del esfuerzo de cedencia vertical ($\sigma'_{y k0}$) obtenido en ensayos de consolidación unidimensional (trayectoria K_0) realizados por Tejedor (2022) en este mismo material. El procedimiento se basa en obtener el estado de esfuerzos en la cedencia (p'_{ini} , q_{ini}) siguiendo las siguientes ecuaciones:

$$p'_{ini} = \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right) \sigma'_{y k0} \quad (5-4)$$

$$q_{ini} = (1 - K_0) \sigma'_{y k0} \quad (5-5)$$

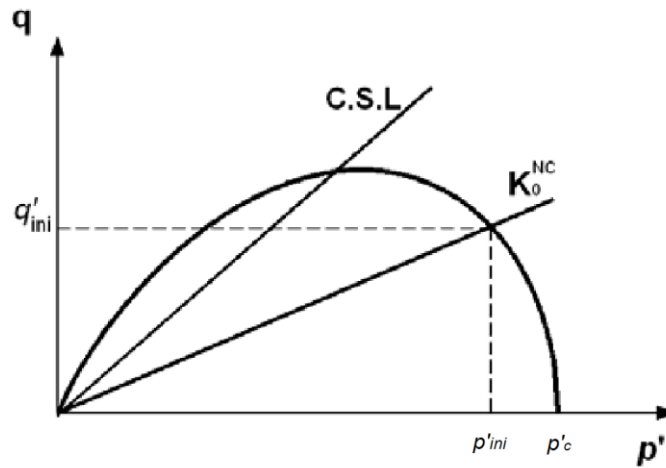
Donde, K_0 se obtuvo según la teoría de Jaky (1948), y $\phi' = 30,9^\circ$ se obtuvo de los ensayos triaxiales drenados realizados al material no cementado.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' = 1 - \sin 30,9 = 0,486 \quad (5-6)$$

La Figura 5-5 muestra esquemáticamente el estado de esfuerzos en la cedencia del suelo en trayectoria K_0 (p'_{ini} , q_{ini}) y su ubicación dentro de la superficie de cedencia inicial. Finalmente, con los parámetros obtenidos y mostrados en la Tabla 5-3, se encuentra el valor de p'_c que satisfaga la ecuación de la superficie de cedencia descrita en 2-16, Rios et al. (2016) mostraron que $\alpha_t = 0,27$ para un material de características similares al estudiado en este trabajo, por lo que este valor es asumido aquí también.

En la Tabla 5-4 se muestra la estimación de $p'_{c0} = 955 \text{ kPa}$ para el material con 5% de cemento y $p'_{c0} = 1988 \text{ kPa}$ para el material con 8% de cemento. Aplicando la ecuación 5-2 se determinó que la cementación inicial era de $b_0 = 17$ para el suelo con 5% de cemento y de $b_0 = 36,5$ para el suelo con 8% de cemento.

Figura 5-5: Determinación del esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica del material cementado (p'_c) a partir de ensayos de consolidación unidimensional en trayectoria K_0 .



La Tabla 5-3 muestra los cinco (5) parámetros básicos del estado crítico calibrados y los dos (2) parámetros avanzados del modelo CASM, mientras que la Tabla 5-5 muestra los dos (2) parámetros cementados calibrados del modelo C-CASM, así como las cuatro (4) variables de estado y sus correspondientes valores iniciales. Finalmente, la calibración de h_1 y h_2 (que controlan la degradación de la cementación en compresión isotrópica y corte) requiere escribir el código completo del modelo constitutivo (por ejemplo, en FORTRAN) a partir de la formulación de la integración local de sus ecuaciones constitutivas, y su implementación en un programa de elementos finitos (por ejemplo, en PLAXIS), sin embargo, esto no se encuentra dentro del alcance de este trabajo.

Tabla 5-4: Determinación de p'_c a partir de ensayos de consolidación unidimensional en trayectorias K_0 .

% cemento	σ'_c (kPa)	k_0	q_{ini} (kPa)	p'_{ini} (kPa)	p'_c (kPa)
5%	1015,0	0,486	521,2	667,5	955,1
8%	2118,0	0,486	1087,7	1392,9	1988,5

Tabla 5-5: Parámetros cementados del modelo C-CASM, variables de estado del modelo y valores iniciales.

% cemento	e_0	p'_0	p'_{c0}	b_0	α_t	p'_t
0	0,77	53	53	0,0	0,27	0
2	0,78	53	150	1,8	0,27	26
5	0,79	53	955,1	17,0	0,27	244
8	0,78	53	1988,5	36,5	0,27	523

5.4 Validación de las superficies de cedencia del material cementado.

Con los parámetros obtenidos en la Tabla 5-3 y en la Tabla 5-5, se graficaron las superficies de cedencia para el material con 5 y 8% de cemento y se muestran en la Figura 5-6 y la Figura 5-7, junto con los esfuerzos de cedencia determinados experimentalmente en triaxial CU y CD.

Los puntos de cedencia se identificaron mediante la inspección conjunta de las relaciones esfuerzo-deformación axial y la deformación volumétrica-deformación axial en ensayos drenados, o, con la respuesta del exceso de presión de poros-deformación axial en los ensayos no drenados. La Figura 5-6 muestra la superficie de cedencia obtenida, para el suelo con 5% de cemento, mediante los parámetros calibrados anteriormente; además se presentan las trayectorias de esfuerzos efectivos en triaxial CU y CD junto con los esfuerzos de cedencia identificados. En general se muestra un buen ajuste para todos los ensayos drenados (identificados con una "X"), así como para los ensayos no drenados consolidados a 150 y 450 kPa (identificados con un triángulo Δ), a excepción de dos ensayos no drenados (300 y 700 kPa) en los cuales se obtuvo un esfuerzo de cedencia excepcionalmente alto. Del mismo modo la Figura 5-7 muestra la superficie de cedencia obtenida para el suelo cementado con 8% de cemento, mostrando también un ajuste adecuado a los esfuerzos de cedencia obtenidos tanto en los ensayos drenados como en los no drenados.

Figura 5-6: Superficie de cedencia para el material con 5% de cemento y localización de los esfuerzos de cedencia en triaxial CU y CD.

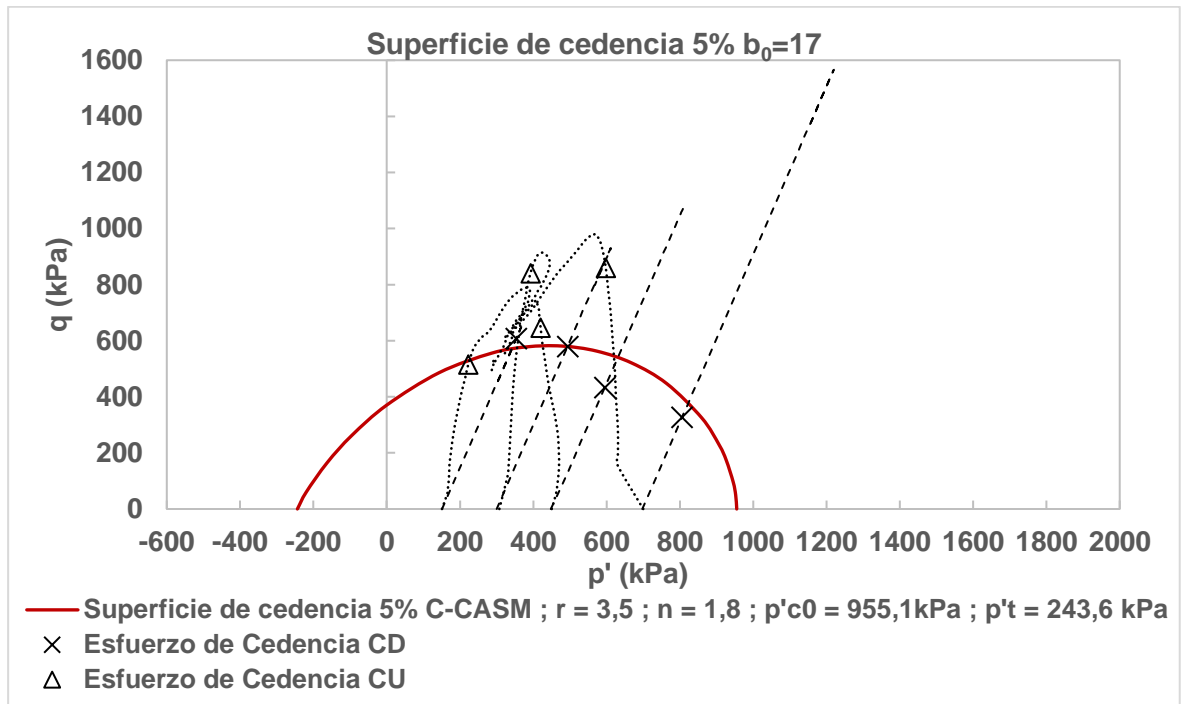
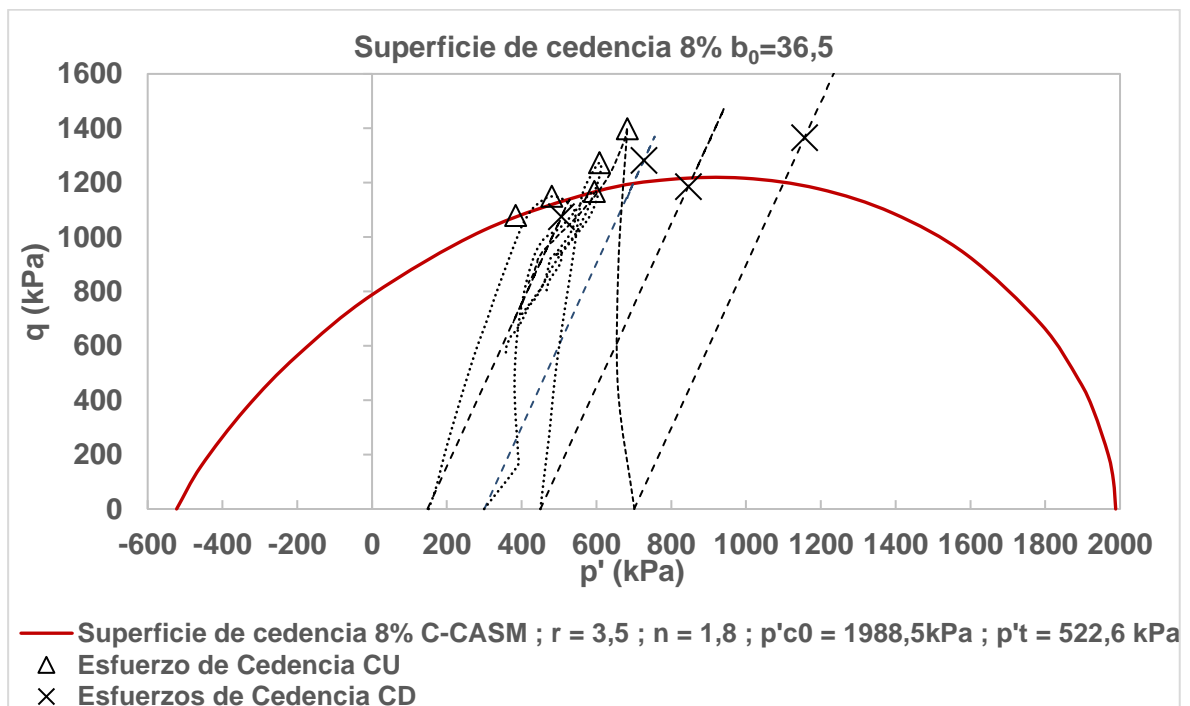


Figura 5-7: Superficie de cedencia para el material con 8% de cemento y localización de los esfuerzos de cedencia en triaxial CU y CD.



Los resultados obtenidos validaron el supuesto inicial propuesto por Gens y Nova, (1993) en el cual la forma de la superficie de cedencia fue la misma en condiciones no cementadas y cementadas, pues la cementación o bonding (b) amplió la superficie de cedencia a medida que la cementación creció, conservando su forma, la cual fue dada con los parámetros avanzados del modelo CASM ($n = 3,5$ y $r = 1,8$). Este comportamiento puede verse gráficamente al trazar conjuntamente las superficies de cedencia del material con 5% y 8% de cemento (ver Figura 5-8). Los resultados presentados en la Figura 5-8 son acordes con el trabajo realizado por Bergado et al., (2006), para la arcilla de Bangkok cementada artificialmente (ver Figura 5-9), quienes realizaron una verificación más detallada de las superficies de cedencia a partir de ensayos triaxiales consolidados drenados (CD) a diferentes relaciones de esfuerzo constante ($\eta = q/p'$), concluyendo que la cementación no alteró la forma de la superficie de cedencia, pues solo se observó un cambio de tamaño.

Figura 5-8: Superficie de cedencia para el material con 5% y 8% de cemento y localización de los esfuerzos de cedencia en triaxial CU y CD.

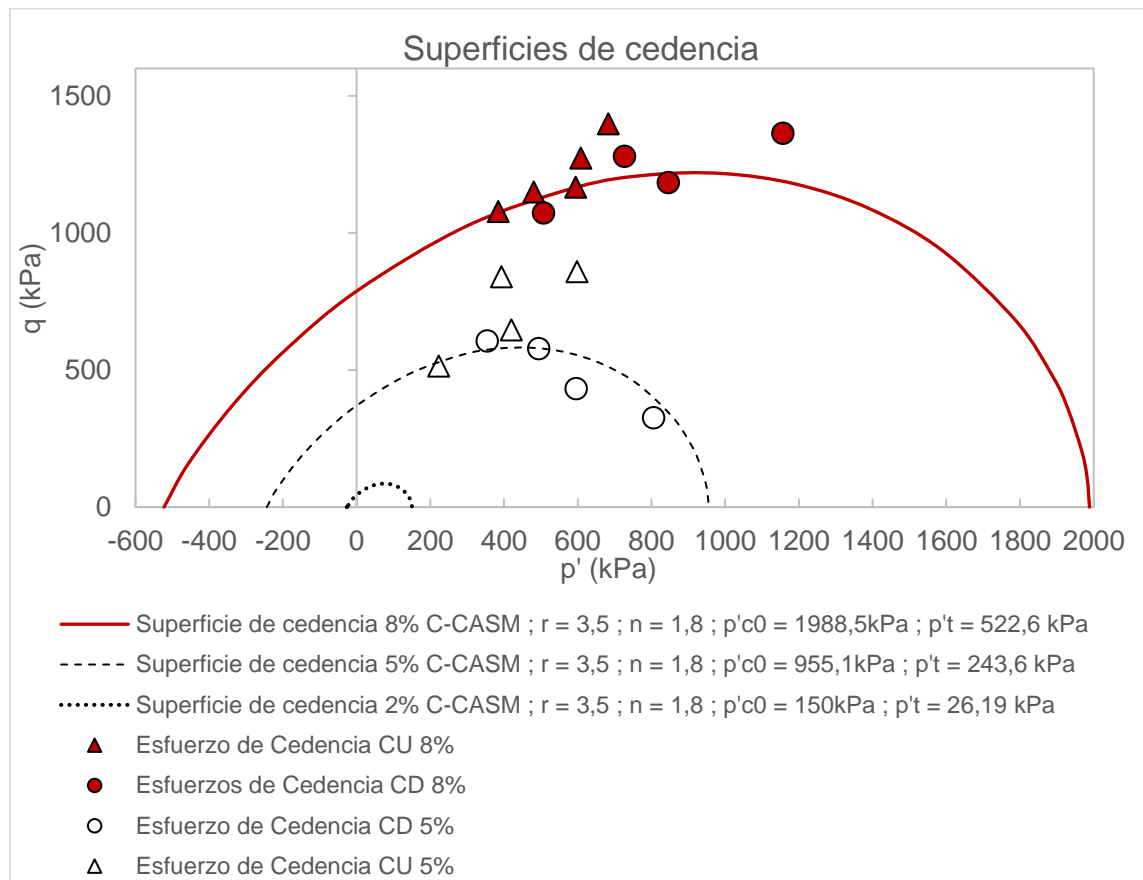
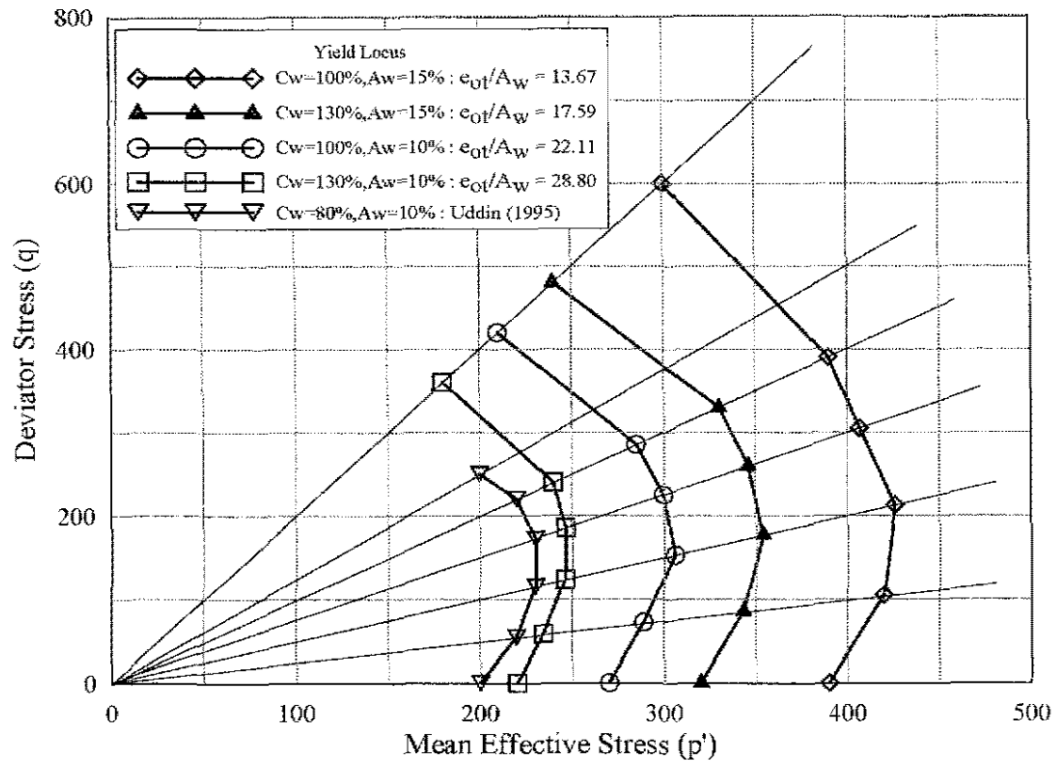


Figura 5-9: Superficies de cedencia para la arcilla cementada de Bangkok a diferentes relaciones de mezcla (e_{ot}/A_w) obtenida a partir de ensayos triaxiales CD a diferentes relaciones de esfuerzo constante (η). Tomado de: Bergado et al., (2006).



En conclusión, la aplicabilidad del modelo C-CASM fue adecuada en un limo arcilloso con alto contenido de arena cementado artificialmente como es el material estudiado en esta investigación; el modelo también se ha visto adecuado en materiales granulares cementados artificialmente como la arena limosa de Porto estudiada por Rios et al., (2016) y en materiales finos artificialmente cementados como la arcilla de Bangkok (Arroyo et al., 2012), o incluso en arcillas estructuradas naturalmente como la arcilla de Bothkennar estudiada por González et al.,(2009). La gran ventaja del modelo CASM es la posibilidad de ajustar la forma de la superficie de cedencia con los parámetros n y r . Por otra parte, se observó que los modelos Cam-Clay (original y modificado) podrían no reproducir adecuadamente el comportamiento del material estudiado, pues sus funciones de la superficie de cedencia o del potencial plástico no modelan satisfactoriamente el comportamiento del suelo.

La obtención del parámetro de cementación (b) es un elemento clave para la aplicación del modelo C-CASM, pues la cementación afecta la superficie de cedencia usando dos variables de estado intermedias del material cementado, p'_c y p'_t . La obtención directa y experimental de estas variables intermedias es un procedimiento relativamente complicado y costoso, pues implica llevar la muestra a cedencia en compresión isotrópica con esfuerzos relativamente grandes (mayores a 1 MPa), la disponibilidad de equipos con estas capacidades es limitada, por lo que es deseable un procedimiento más simple. En este trabajo se mostró que (p'_c) y en consecuencia (b) podrían estimarse de manera conveniente a partir de ensayos de consolidación unidimensional en trayectorias K_0 , los cuales son más comunes y económicos. Arroyo et al. (2012), Rios et al. (2016) también mostraron que (p'_c) y (b) podrían obtenerse ventajosamente de un buen conjunto de ensayos de compresión inconfiada rápidos y económicos.

6. Conclusiones y recomendaciones

El trabajo realizado permitió evaluar el efecto de la cementación en la resistencia al corte de un suelo limo arcilloso con alto contenido de arena, obtenido de la región de la Orinoquía colombiana. Para el desarrollo de este trabajo se elaboró y ejecutó una campaña experimental en la que se incluyó la caracterización geotécnica básica del material, la caracterización química y los ensayos pertinentes para estudiar el comportamiento mecánico, particularmente de la resistencia al corte del suelo cementado artificialmente. Los resultados de la campaña experimental fueron analizados y se evaluó la aplicabilidad de algunos modelos constitutivos para suelos cementados en este tipo de material.

En este capítulo se presentan las conclusiones del trabajo realizado, las cuales se presentan en las siguientes secciones: caracterización del material, influencia de la cementación en la resistencia al corte e interpretación de los resultados experimentales utilizando el modelo C-CASM. Finalmente se dan algunas recomendaciones para futuras investigaciones.

6.1 Caracterización del material

Los aspectos más relevantes encontrados durante la caracterización del material se presentan a continuación:

- Los resultados de la caracterización geotécnica realizada, mostraron que el material estudiado corresponde a un limo arcilloso de color amarillo parduzco a amarillo rojizo con alto contenido de arena y baja plasticidad, y según su clasificación química corresponde a un suelo tropical no laterítico. Este material se utilizó como suelo base para conformar las mezclas de suelo-cemento estudiadas en los diferentes ensayos mecánicos.

- Las curvas de compactación mostraron que un aumento en el contenido de cemento, conduce a un aumento en la densidad seca máxima y una reducción del contenido de agua óptimo. Este comportamiento pudo explicarse por la alta gravedad específica del cemento respecto a la del suelo, por lo que la densidad seca máxima aumentó con el incremento en el contenido de cemento, también, el cemento al ser un material fino, ocupó los vacíos más pequeños.
- La gravedad específica de las mezclas de suelo cemento se redujo cuando el contenido de cemento aumentó, esto pudo explicarse por la expansión de los granos de cemento debido a su hidratación, lo cual aumentó el volumen de sólidos considerablemente y redujo la gravedad específica de la mezcla suelo-cemento. También se observó que la expresión para la gravedad específica de las mezclas de suelo-cemento sugerida por Lorenzo y Bergado (2004) se ajustó adecuadamente en este material.

6.2 Resultados experimentales y análisis de resultados

Dentro de la ejecución del programa experimental de este trabajo, se realizaron cuatro mezclas de suelo-cemento (0%, 2%, 5%, 8% de cemento) a las cuales se realizaron ensayos de compresión confinada (UCS), y ensayos de compresión triaxial a cuatro presiones de confinamiento (150, 300, 450 y 700 kPa) en condición consolidada y falla drenada (CD) y no drenada (CU). La campaña experimental realizada permitió mostrar el efecto de la cementación en la resistencia al corte del suelo cementado. Las conclusiones más relevantes encontradas durante la ejecución del programa experimental se presentan a continuación:

- La resistencia al corte pico en el ensayo de compresión confinada aumentó con la cementación, a la vez que el suelo se volvió más frágil. La cementación permite que el suelo soporte un mayor esfuerzo debido al efecto de los enlaces, sin embargo, debido a la rotura de la cementación durante el estado post-pico la falla es súbita y repentina.

- Las curvas de compresión isotrópica del material cementado se ubicaron por encima de las curvas del material no cementado. Se observó que para un mismo nivel de esfuerzos, el suelo cementado pudo sostener una relación de vacíos superior a la del suelo equivalente no cementado o con un menor grado de cementación. Antes de superar el esfuerzo de cedencia, el suelo se comprime isotrópicamente con un mínimo cambio en la relación de vacíos y sigue la línea de descarga-recarga. Al superarse el esfuerzo de cedencia inicial, la relación de vacíos del suelo se redujo significativamente, siguiendo la línea de compresión normal, esto acercó las partículas del suelo formando una estructura más compacta y en consecuencia más resistente. La compresibilidad del suelo cementado depende de la cantidad de cemento, pues a medida que dicha cantidad aumenta se produce un mayor grado de cementación y, en consecuencia, el esfuerzo de cedencia inicial en compresión isotrópica aumenta.
- El comportamiento del suelo cementado está influenciado principalmente por su grado de cementación y su consecuente esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica (p'_{c0}), se observó que, en ensayos triaxiales la magnitud del esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'_c) respecto a (p'_{c0}) influye en todos los aspectos del comportamiento del suelo.
- Las trayectorias de esfuerzos efectivos (p' vs q) de los ensayos triaxial CU a igual esfuerzo de confinamiento, mostraron que el suelo cementado exhibe un pico de resistencia al corte mayor (q_{pico}) en comparación con el suelo sin cementante. La influencia de la cementación en la resistencia al corte, así como su degradación fue particularmente evidente en las muestras con mayor grado de cementación, cuando $\sigma'_c < p'_{c0}$, pues sus trayectorias de esfuerzos efectivos alcanzaron la superficie de cedencia inicial, así como un estado de resistencia pico por encima de la Línea del Estado Crítico (CSL). Después de alcanzar la resistencia máxima, las trayectorias de esfuerzos cambiaron de dirección con una reducción significativa del esfuerzo efectivo promedio (p') dirigiéndose hacia la CSL, a la vez que las muestras se ablandaban reduciendo el esfuerzo desviador (q) hasta alcanzar el estado final en la CSL del material no cementado.

- Las líneas del estado crítico del material no cementado y las del material cementado con distintos contenidos de cemento parecen ser rectas y paralelas, así que la pendiente de las líneas del estado crítico M tienen el mismo valor ($M = 1,33$) y no depende de la cementación. Por el contrario, se observó que las líneas del estado crítico del material cementado presentan un intercepto $\mu(c)$ en el espacio $p' - q$ que depende directamente de la cementación.
- En el suelo con un menor grado de cementación, cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$, se evidenció que, la degradación de la cementación se inició durante la compresión isotrópica, sin embargo, aún se encontraba presente durante el corte en el estado de resistencia máxima, pues se obtuvo una mayor resistencia pico en comparación con el material no cementado, esto permitió concluir que, cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$ el desarrollo de la resistencia se debe a una combinación de efectos entre la cementación y la fábrica del suelo, mientras que cuando $\sigma'_c < p'_{c0}$ el principal factor contribuyente en el desarrollo de la resistencia es solo la cementación.
- Al aumentar la presión de confinamiento las trayectorias de esfuerzos (CU) del suelo cementado, mostraron una transición al comportamiento del suelo no cementado, lo que permitió mostrar como los mayores esfuerzos de consolidación, los grandes cambios de volumen y las deformaciones plásticas experimentadas degradaron la cementación durante la compresión isotrópica, y finalmente, terminó de degradarse durante el corte cuando la trayectoria de esfuerzos efectivos alcanzó la CSL del material no cementado.
- La relación entre la relación de vacíos después del curado y el contenido de cemento (e_{0t}/A_w) propuesta por Lorenzo y Bergado (2004), describió adecuadamente el comportamiento del suelo artificialmente cementado estudiado en este trabajo, pues los resultados de los ensayos triaxiales CU mostraron que el esfuerzo desviador máximo (q_{pico}) aumentó a medida que disminuía la relación e_{0t}/A_w . Además, la respuesta esfuerzo-deformación indicó que el suelo cementado se comportó más frágil a medida que aumentaba la relación e_{0t}/A_w . En consecuencia, para valores más altos de la relación e_{0t}/A_w , el ablandamiento por

deformación se vuelve menos pronunciado con un mayor desarrollo de exceso de presión del agua de poros. El comportamiento observado fue acorde con lo reportado por los autores, concluyendo que la relación e_{ot}/A_w combina exitosamente la influencia del peso unitario, el esfuerzo de compactación y el contenido de cemento en la resistencia al corte del suelo cementado.

- El esfuerzo desviador máximo (q_{pico}) en el ensayo triaxial CU del suelo cementado se normalizó utilizando el esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'_c) como parámetro de normalización. Los datos del suelo con diferentes contenidos de cemento (A_w) siguen una relación única de tipo exponencial en función de la relación de mezcla (e_{ot}/A_w) y de (σ'_c), en consecuencia, se ha propuesto la siguiente relación empírica entre el esfuerzo desviador máximo (q_{pico}), la relación de mezcla (e_{ot}/A_w) y σ'_c .

$$\frac{q_{pico}}{\sigma'_c} = 990\sigma'_c^{-0.874} \cdot e^{-0.053(e_{ot}/A_w)}$$

Esta relación puede ser utilizada como una herramienta para predecir el esfuerzo desviador máximo en ensayos triaxiales CU (q_{pico}), para un esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'_c) de interés, solo conociendo propiedades esenciales de la mezcla como la relación de vacíos después del curado (e_{ot}) y el contenido de cemento (A_w). Esta relación es únicamente aplicable para el limo arcilloso con alto contenido de arena de Orocué estudiado en este trabajo.

- La adición de cemento, cambió el comportamiento del suelo de dúctil a frágil, pues el suelo cementado mostró un comportamiento de ablandamiento por deformación. El índice de fragilidad (I_B) permitió mostrar y cuantificar el aumento de la fragilidad del suelo cuando se agregó el cemento al igual que cuando se aumentó el esfuerzo de confinamiento, de manera que pudo identificarse que, el aumento del esfuerzo de confinamiento y de la cementación, aumentan la velocidad de su degradación, pues en el estado post pico la velocidad con que se reducía la resistencia fue cada vez mayor, o dicho de otra forma, los enlaces de cementación se rompían a una tasa cada vez mayor. En conclusión, la degradación de la cementación durante procesos de corte no drenados se debe a una combinación entre el grado de

cementación inicial, el esfuerzo efectivo de consolidación y el aumento de la deformación cortante plástica.

- El comportamiento del suelo cementado en ensayos triaxiales CD está influenciado principalmente por el esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'_c) y su relación con el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica (p'_{c0}), que a su vez está asociado al grado de cementación. De modo que, cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$, el suelo exhibe un comportamiento dúctil/compresivo, donde el efecto de la cementación solo se encuentra presente al inicio de la etapa de corte, pues es completamente degradada antes de llegar al estado de máxima resistencia, el cual coincide con el del material no cementado de referencia, indicando que el efecto de la fábrica y el proceso de endurecimiento propio del material son más relevantes. Mientras que, cuando $\sigma'_c < p'_{c0}$ y para bajos esfuerzos de confinamiento el comportamiento del suelo se ve influenciado principalmente por la cementación, pues presenta una resistencia pico considerablemente mayor a la resistencia del material no cementado, así como un comportamiento frágil/dilatante, sin embargo, cuando se incrementa la presión de confinamiento y σ'_c se acerca a p'_{c0} , la resistencia del suelo cementado es cada vez más cercana a la resistencia del material no cementado, mostrando a su vez una transición a un comportamiento dúctil/compresivo.
- El efecto de la cementación durante la falla drenada, se observó en el cambio de volumen durante el corte, pues disminuyó a medida que el grado de cementación aumentaba, de hecho, el suelo con mayor grado de cementación (o cuando $\sigma'_c < p'_{c0}$), presentó un comportamiento dilatante, en contraste con el comportamiento contráctil exhibido por el suelo con menor grado de cementación (cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$). Dicho comportamiento también fue evidente en los ensayos de corte no drenados, pues, aunque el cambio de volumen está restringido, el suelo cementado desarrolla un exceso de presión de poros positivo antes del pico de resistencia, el cual es máximo en el suelo con mayor grado de cementación cuando la resistencia es máxima, y en el estado post-pico disminuye a valores negativos, asociado a su comportamiento dilatante. Mientras que el suelo con menor grado de cementación tuvo una respuesta del exceso de presión de poros siempre positiva, la cual se

desarrolla principalmente antes del pico y se atenúa una vez dicho pico es superado. En general, se observó que para una presión de confinamiento fija, el comportamiento del suelo cambia de dúctil/compresivo a frágil/dilatante a medida que se incrementa la cementación.

- Los ensayos realizados (CU y CD) permitieron obtener las envolventes de resistencia del material con distintos grados de cementación, se observó que, cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$, la envolvente de resistencia es diferente en condiciones drenadas y no drenadas, en el caso particular de los ensayos drenados (CD) la envolvente de resistencia del suelo con bajo grado cementación, coincide con la envolvente del suelo no cementado que a su vez coincide con la CSL, esto se pudo explicar debido a que en pruebas triaxiales drenadas, la resistencia al corte máxima ocurrió a deformaciones muy grandes, por lo tanto la degradación de la cementación culminó antes de llegar al estado de máxima resistencia, también, dado el comportamiento de endurecimiento por deformación cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$, el estado de resistencia máxima coincidió con el estado crítico. En el caso de la falla no drenada (CU) la resistencia al corte máxima ocurre a menores deformaciones, de modo que el efecto de la cementación aún estaba presente en el estado de resistencia máxima, lo cual se vio reflejado claramente en la envolvente de resistencia, pues se ubicó por encima de la envolvente de resistencia del suelo no cementado. Finalmente, cuando $\sigma'_c < p'_{c0}$ se observó una única envolvente de resistencia tanto en condición drenada como no drenada.
- El intercepto de cohesión del suelo cementado estuvo influenciado principalmente a la cementación y a la ruptura de los enlaces entre las partículas, es decir, a mayor grado de cementación mayor cohesión y resistencia a la tracción; también, debido a la presencia de una estructura floculada y cementada, el ángulo de resistencia al corte varía en comparación con la del suelo no cementado, de modo que, el papel principal de la cementación es aportar cohesión al material, lo que conlleva a un evidente cambio en el ángulo de resistencia al corte.

6.3 Interpretación de los resultados experimentales utilizando el modelo C-CASM

Los resultados experimentales se interpretaron siguiendo el modelo C-CASM propuesto por González (2011), mediante la calibración de los parámetros básicos del CASM, los parámetros avanzados CASM, parámetros del suelo cementado C-CASM y la validación de las superficies de cedencia del material cementado. Las conclusiones más relevantes encontradas durante la ejecución del trabajo se presentan a continuación:

- Los parámetros básicos del modelo CASM (k, λ, N, Γ y M), fueron obtenidos a partir de las curvas de compresibilidad en compresión isotrópica del material no cementado, también, las trayectorias de esfuerzos durante la etapa de falla tanto drenada como no drenada, permitieron determinar la ubicación de la línea del estado crítico CSL en el espacio $v - \ln p'$, Esto permitió observar experimentalmente que la CSL tenía la misma pendiente que la NCL, en general el material tuvo un comportamiento acorde con el marco conceptual de la mecánica de suelos del estado crítico.
- La calibración de los parámetros avanzados del modelo CASM (n y r que controlan la forma de la superficie de cedencia) permitió observar que, para el material utilizado en esta investigación (limo arcilloso con alto contenido de arena) el modelo Cam Clay Modificado sobreestima los esfuerzos de cedencia, mientras que el modelo Cam Clay Original los subestima particularmente en el “lado húmedo”. Con el modelo CASM pudo ajustarse adecuadamente el tamaño y la forma de la superficie de cedencia a partir de los parámetros r y n , se encontró que el mejor ajuste se dio cuando $n = 3.5$ y $r = 1.8$.
- La relación de esfuerzo – dilatancia del modelo Cam Clay Modificado no se ajusta adecuadamente al comportamiento del material en estudio, pues sobreestima la dilatancia a valores bajos de esfuerzo, sin embargo, la relación esfuerzo-dilatancia del modelo Cam Clay Original, así como la formulación de Rowe (1962) utilizada como potencial plástico en el modelo CASM, mostraron un mejor ajuste, el cual es

similar al reportado por Rios et al., (2016) en un material de características similares (arena limosa de Porto).

- En este trabajo se mostró que el esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica (p'_{c0}) y en consecuencia el parámetro de cementación (b) podrían estimarse de manera conveniente a partir de ensayos de consolidación unidimensional en trayectoria K_0 , los cuales son más comunes y económicos, que los limitados y costosos ensayos de compresión isotrópica a esfuerzos relativamente altos ($\gg 1$ MPa).
- A medida que la cementación (b) creció, la superficie de cedencia cambió de tamaño, pero no de forma, pues creció conservando la forma de la superficie de cedencia del material no cementado, validando así el supuesto inicial propuesto por Gens y Nova (1993) en el cual la forma de la superficie de cedencia es la misma en condiciones no cementadas y cementadas.
- La aplicabilidad del modelo C-CASM se muestra adecuada en un limo arcilloso con alto contenido de arena cementado artificialmente, como lo es el material estudiado en esta investigación, pues una de sus grandes ventajas es la posibilidad de ajustar la forma de la superficie de cedencia con los parámetros n y r . Por el contrario, los modelos Cam-Clay (original y modificado) podrían no reproducir adecuadamente el comportamiento de estos materiales.

6.4 Importancia de la cementación y la resistencia al corte en la ingeniería práctica

Durante el desarrollo de este trabajo se observaron y caracterizaron las ventajas que aporta la cementación a la resistencia al corte de un suelo limo arcilloso con alto contenido de arena, proveniente de la Orinoquía colombiana. Varios investigadores también han mostrado como la estabilización con cemento es particularmente adecuada en suelos granulares y suelos arcillosos con bajo índice de plasticidad (Muhunthan & Sariosseiri, 2008). En este trabajo se evidenció que, debido a la reacción química entre el cemento y el suelo, las propiedades de resistencia del material se mejoran, pues la adición del

cemento aporta enlaces estables lo que genera una mayor resistencia a la tracción y cohesión al material, además de que se mejora la rigidez y se controlan las deformaciones.

El suelo utilizado en este trabajo, es utilizado por la población de la Orinoquía Colombiana para conformar estructuras de pavimento y terraplenas en sus vías de acceso, sin embargo, en épocas de altas precipitaciones las estructuras colapsan dificultando e incluso impidiendo la movilidad, por lo tanto la estabilización con cemento y sus consecuentes mejoras en las características de resistencia al corte, muestran que la mezcla del suelo con cemento es una alternativa viable tanto desde el punto de vista técnico como económico, pues en el caso del material estudiado tan solo con agregar un 5% de cemento se obtuvieron resultados muy satisfactorios.

Además, esta alternativa puede extenderse a cualquier población o proyecto que se localice en regiones con suelos no apropiados y alejados de buenas fuentes de materiales, pues el mejoramiento del suelo mediante la adición de cemento ha sido exitosamente utilizado en estructuras de pavimentos, terraplenes, cimentaciones, así como en la estabilización del fondo de excavaciones, en la conformación de muros de contención en depósitos de arcilla blanda y para evitar la licuación en suelos arenosos sueltos (Chai & Carter, 2011).

6.5 Recomendaciones

El desarrollo y los resultados del presente trabajo, abren nuevos interrogantes y evidencian algunas limitaciones, que pueden resolverse en futuros trabajos de investigación. A continuación, se listan algunas recomendaciones para nuevos o complementarios temas de investigación:

- El comportamiento del suelo mostrado en este trabajo corresponde al de suelos artificialmente cementados, aunque el comportamiento exhibido por el material es acorde con el reportado por otros investigadores en materiales cementados naturalmente, es importante validar dicho comportamiento en materiales como suelos lateríticos cementados o estructurados naturalmente, rocas blandas etc. Estos materiales pueden ser ensayados a distintas presiones de confinamiento,

buscando obtener la curva de compresibilidad en consolidación isotrópica, así como realizar la etapa de falla en condiciones drenadas y no drenadas, bajo una amplia gama de presiones de confinamiento, procurando que el esfuerzo efectivo de confinamiento se encuentre tanto por debajo como por encima del esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica ($\sigma'_c < p'_{c0}$ y $\sigma'_c > p'_{c0}$). Del mismo modo se podrían realizar ensayos a diferentes trayectorias de esfuerzos donde pueda obtenerse un amplio rango de esfuerzos de cedencia y validar los supuestos existentes sobre las superficies de cedencia de los materiales cementados, todo esto a luz de una adecuada comparación con el material equivalente reconstituido o desestructurado, el cual debería fabricarse o reconstituirse con las mismas condiciones iniciales del material natural (relación de vacíos, peso unitario, contenido de agua) buscando aislar por completo el efecto de la cementación.

- En este trabajo se mostró el gran efecto de la cementación en la resistencia al corte del suelo, sin embargo, otros investigadores han mostrado como la succión también tiene una influencia importante, por esta razón estudiar el efecto combinado de la cementación y la succión en el comportamiento del suelo se hace interesante, pues a la fecha, existe poca investigación en el tema y los modelos constitutivos existentes que involucran ambos factores son limitados. Esto podría realizarse siguiendo la metodología expuesta en la anterior recomendación, pero agregando la succión como una nueva variable que debe ser medida y/o controlada durante los ensayos, por lo que se requiere de una gama de equipos muy especializados, por ejemplo: el equipo triaxial con medición y control de succión preferiblemente con disponibilidad de alta presión de cámara, y/o el consolidómetro de succión controlada y medición de esfuerzos radiales.
- Como se mostró en este trabajo, el aumento en la cementación del suelo, cambia su comportamiento de dúctil a frágil lo cual podría ser peligroso e indeseable por su falla súbita y repentina. Nguyen (2016) mostró como la reducción de la fragilidad del suelo cementado puede lograrse con la inclusión de refuerzos de fibras naturales o sintéticas, por lo que se hace importante validar dicho comportamiento.
- El esfuerzo de cedencia en compresión isotrópica (p'_c) es de vital importancia en la aplicabilidad de modelos constitutivos para suelos cementados, por lo que su

obtención experimental es de gran interés particularmente para fines investigativos. En este trabajo, la limitación en la máxima presión de cámara del equipo triaxial, solo permitió obtener experimentalmente $(p'c)$, para una de las tres mezclas de suelo-cemento estudiadas, por esta razón, para investigaciones futuras es necesario utilizar o desarrollar un equipo triaxial de alta presión de confinamiento, que permita llegar a la cedencia en compresión isotrópica, así como también para capturar el efecto de la degradación de la cementación durante la compresión isotrópica. También, con un número adecuado de ensayos podrían validarse y comprobarse las relaciones de $(p'c)$ con los ensayos de consolidación unidimensional, o bien, con ensayos de compresión inconfineda como lo hizo Arroyo et al. (2012), esto implicaría un aporte significativo en la simplicidad de la calibración y aplicabilidad de modelos constitutivos para suelos cementados.

- En este trabajo la calibración de la forma de la superficie de cedencia se realizó cualitativamente con la forma de las trayectorias de esfuerzos efectivos de ensayos triaxiales CU en el suelo no cementado cuando $\sigma'_c > p'_{c0}$, sin embargo, para mayor precisión, en futuras investigaciones es deseable obtener esfuerzos de cedencia en el “lado seco”, los cuales se podrían obtener con ensayos drenados y no drenados en muestras fuertemente sobreconsolidadas o cuando $\sigma'_c < p'_{c0}$, así como la obtención de esfuerzos de cedencia en el “lado húmedo” por ejemplo mediante ensayos drenados a relación de esfuerzo constante (CSR – constant stress ratio) como lo hizo Bergado et al., (2006).
- La programación del código completo del modelo constitutivo para suelos cementados (por ejemplo, en FORTRAN) a partir de la formulación de la integración local de sus ecuaciones constitutivas y su implementación en un programa de elementos finitos (por ejemplo, en PLAXIS), permitiría modelar el comportamiento del suelo cementado y diseñar estructuras de gran interés apoyadas o construidas con él.

Bibliografía

AFCAP. (2014). *Review of specification for the use of laterite in road pavements*.

Arroyo, M., Ciantia, M., Castellanza, R., Gens, A., & Nova, R. (2012). Simulation of cement-improved clay structures with a bonded elasto-plastic model: A practical approach. *Computers and Geotechnics*, *45*, 140–150.

<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.05.008>

Atkinson, J. H., & Bransby, P. L. (1978). *The Mechanics of Soils*. McGRAW-HILL Book Company (UK) Limited.

Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, *35*(2), 99–112. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.99>

Bergado, D. T., Anderson, L. R., Miura, N., & Balasubramaniam, A. S. (1996). *Soft ground improvement in Lowland and other environments*. ASCE PRESS.

Bergado, D. T., Taechakumthorn, C., Lorenzo, G. A., & Abuel-Naga, H. M. (2006). Stress-Deformation Behavior Under Anisotropic Drained Triaxial Consolidation of Cement-Treated Soft Bangkok Clay. *Soils and Foundations*, *46*(5), 629–637.

<https://doi.org/10.3208/SANDF.46.629>

Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, *40*(3), 329–378. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329>

Chai, J., & Carter, J. P. (2011). *Deformation Analysis in Soft Ground Improvement* (Vol. 18). Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-1721-3>

COLLINS, I. F., & YU, H. S. (1996). UNDRAINED CAVITY EXPANSIONS IN CRITICAL STATE SOILS. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *20*(7), 489–516. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9853\(199607\)20:7<489::AID-NAG829>3.0.CO;2-V](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9853(199607)20:7<489::AID-NAG829>3.0.CO;2-V)

- De Medina, J. (1964). *Laterite and their Application to Highway Construction*.
- Elliott, G. M., & Brown, E. T. (1985). Yield of a soft, high porosity rock. *Géotechnique*, 35(4), 413–423. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.4.413>
- Endo, M. (1976). *Recent development in dredged material stabilization and deep chemical mixing in Japan*.
- Estabragh, A. R., Beytollahpour, I., & Javadi, A. A. (2011). Effect of Resin on the Strength of Soil-Cement Mixture. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(7), 969–976. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0000252](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0000252)
- Fernández París, J. (1975). La pasta hidratada de cemento portland. *Materiales de Construcción*, 157, 17–26.
- Fredlund, D. G., Rahadjo, H., & Fredlund, M. G. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice* (Inc. John Wiley & Sons, Ed.). <https://doi.org/10.1002/9781118280492>
- García Toro, J. R. (2019). *Estudio de la técnica de suelo-cemento para la estabilización de vías terciarias en Colombia que posean un alto contenido de caolín*. Universidad Católica de Colombia.
- Gens, A., & Nova, R. (1993). Conceptual bases for a constitutive model for bonded soil and weak rocks. *International Conference on Hard Soils-Soft Rocks*, 483–494.
- González, N. (2011). *Development of a family of constitutive models for geotechnical applications* (Issue May). Universidad Politécnica de Catalunya.
- González, N. A., Arroyo, M., & Gens, A. (2009). Identification of Bonded Clay Parameters in SBPM Tests: A Numerical Study. *Soils and Foundations*, 49(3), 329–340. <https://doi.org/10.3208/sandf.49.329>
- Horpibulsuk, S., Miura, N., & Bergado, D. T. (2004). Undrained Shear Behavior of Cement Admixed Clay at High Water Content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(10), 1096–1105. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2004\)130:10\(1096\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2004)130:10(1096))

- Huang, J. T., & Airey, D. W. (1998). Properties of Artificially Cemented Carbonate Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(6), 492–499. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:6\(492\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:6(492))
- Ingeominas, & UIS. (2010). Geología del Piedemonte llanero en la cordillera oriental, departamentos de Arauca y Casanare. Memoria Explicativa. Convenio UIS-INGEOMINAS.
- Jaky, J. (1948). Pressure in soils. *2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 103–107.
- Kamruzzaman, A. H., Chew, S. H., & Lee, F. H. (2009). Structuration and Destructuration Behavior of Cement-Treated Singapore Marine Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(4), 573–589. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2009\)135:4\(573\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2009)135:4(573))
- Kolovos, K. G., Asteris, P. G., Cotsovos, D. M., Badogiannis, E., & Tsvivilis, S. (2013). Mechanical properties of soilcrete mixtures modified with metakaolin. *Construction and Building Materials*, 47, 1026–1036. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.008>
- Lefebvre, G. (1970). *Contribution à l'étude de la stabilité des pentes dans les argiles cimentées* [PhD thesis]. Université Laval.
- Leroueil, S., & Vaughan, P. R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Geotechnique*, 40(3), 467–488. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.467>
- Lorenzo, G. A., & Bergado, D. T. (2004). Fundamental Parameters of Cement-Admixed Clay—New Approach. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(10), 1042–1050. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:10\(1042\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:10(1042))
- Lorenzo, G. A., & Bergado, D. T. (2006). Fundamental Characteristics of Cement-Admixed Clay in Deep Mixing. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(2), 161–174. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2006\)18:2\(161\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2006)18:2(161))

- Maher, M., & Ho, Y. (1993). Behavior of Fiber-Reinforced Cemented Sand Under Static and Cyclic Loads. *Geotechnical Testing Journal*, 16(3), 330. <https://doi.org/10.1520/GTJ10054J>
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (Inc. John Wiley & Sons, Ed.; 3rd ed.).
- Muhunthan, B., & Sariosseiri, F. (2008). *Interpretation of Geotechnical Properties of Cement Treated Soils*.
- Nguyen, L. (2016). *Developing constitutive model to simulate behaviour of cement treated clay composite capturing effect of cementation degradation*. University of Technology Sydney.
- Panda, A. P., & Narasimha Rao, S. (1998). Undrained strength characteristics of an artificially cemented marine clay. *Marine Georesources and Geotechnology*, 16(4), 335–353. <https://doi.org/10.1080/10641199809379976>
- Porbaha, A. (1998). State of the art in deep mixing technology: part I. Basic concepts and overview. *Ground Improvement*, 2(2), 81–92. <https://doi.org/10.1680/gi.1998.020204>
- Porbaha, A., Shibuya, S., & Kishida, T. (2000). State of the art in deep mixing technology. Part III: geomaterial characterization. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 4(3), 91–110. <https://doi.org/10.1680/grim.2000.4.3.91>
- Prusinski, J. R., & Bhattacharja, S. (1999). Effectiveness of portland cement and lime in stabilizing clay soils. *Transportation Research Record*, 1(1652), 215–227. <https://doi.org/10.3141/1652-28>
- Rios, S., Ciantia, M., González, N., Arroyo, M., & da Fonseca, A. V. (2016). Simplifying calibration of bonded elasto-plastic models. *Computers and Geotechnics*, 73, 100–108. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.11.019>
- Roscoe, K. H., & Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay. In J. Heyman & F. Leckie (Eds.), *Engineering Plasticity* (pp. 535–609). Cambridge University Press.

- Roscoe, K. H., & Schofield, A. N. (1963). Mechanical behaviour of an idealized 'wet' clay. In *Proc. 2nd Eur. Conf. Soil Mech.*, 1963 (pp. 47–54).
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On the Yielding of Soils. *Géotechnique*, 8(1), 22–53. <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22>
- Rowe, P. W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, 269(1339), 500–527. <https://doi.org/10.1098/rspa.1962.0193>
- Sasanian, S. (2011). *The Behaviour of Cement Stabilized Clay At High Water Contents* (Issue April). University of Western Ontario.
- Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1968). Critical state soil mechanics. In *Lecturers in Engineering at Cambridge University*.
- Suebsuk, J., Horpibulsuk, S., & Liu, M. D. (2010). Modified Structured Cam Clay: A generalized critical state model for destructured, naturally structured and artificially structured clays. *Computers and Geotechnics*, 37(7–8), 956–968. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.08.002>
- Tan, T. S., Goh, T. L., & Yong, K. Y. (2002). Properties of Singapore marine clays improved by cement mixing. *Geotechnical Testing Journal*, 25(4), 422–433. <https://doi.org/10.1520/gtj11295j>
- Tejedor Bonilla, C. A. (2022). *Efecto de la cementación en la el comportamiento volumétrico unidimensional de un suelo de la Orinoquía Colombiana*. Universidad Nacional de Colombia.
- Uddin, K., Balasubramaniam, A. S., & Bergado, D. T. (1997). Engineering behavior of cement-treated Bangkok soft clay. In *Geotechnical Engineering* (Vol. 28, Issue 1, pp. 89–119).
- UNAL. (2021). *Estudio para el desarrollo de un laboratorio virtual de Ingeniería Geotécnica*.
- Wild, K. M., Barla, M., Turinetti, G., & Amann, F. (2017). A multi-stage triaxial testing procedure for low permeable geomaterials applied to Opalinus Clay. *Journal of*

Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9(3), 519–530.

<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.04.003>

Wood, D. M. (1991). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press. <https://doi.org/10.1017/CBO9781139878272>

Yu, H. S. (1998). CASM: a unified state parameter model for clay and sand.

International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 22(8), 621–653. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9853\(199808\)22:8<621::AID-NAG937>3.0.CO;2-8](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9853(199808)22:8<621::AID-NAG937>3.0.CO;2-8)

Yu, H.-S. (2006). Plasticity and geotechnics. In *Choice Reviews Online* (Vol. 44, Issue 07). <https://doi.org/10.5860/choice.44-3893>