



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

Cuantificación de la influencia del grado de saturación en la resistencia a la compresión uniaxial de una arenisca

Quantifying the influence of the degree of saturation in the uniaxial compressive strength of a sandstone

Daniel Eduardo Toscano Patiño

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas, Departamento de Ingeniería Civil
Medellín, Colombia

2015

Cuantificación de la influencia del grado de saturación en la resistencia a la compresión uniaxial de una arenisca

Quantifying the influence of the degree of saturation in the uniaxial compressive strength of a sandstone

Daniel Eduardo Toscano Patiño

Tesis de investigación presentada como requisito parcial para optar al título de:
Magister en Ingeniería–Geotecnia

Director:

Ph.D., Lúder Oswaldo Suárez Burgoa

Línea de Investigación:

Mecánica de Rocas

Grupo de Investigación:

Geotecnia

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Minas, Departamento de Ingeniería Civil
Medellín, Colombia

2015

Dedicatoria

*A toda mi familia, por el apoyo incondicional
que me brindan en todo momento.*

Agradecimientos

Al director de esta tesis Lúdger Oswaldo Suárez Burgoa, PhD.; por su voto de confianza desde mi ingreso al programa de la maestría, por todas sus enseñanzas, por el acompañamiento incondicional durante la realización de la presente tesis y por todos los aportes realizados a la misma.

Al profesor Oscar Echeverri Ramírez, MSc., por los aportes realizados a la tesis y por posibilitar la realización de los ensayos experimentales en las instalaciones del Laboratorio de Geotecnia y Pavimentos de la Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín.

Al profesor David Guillermo Zapata Medina, PhD., por los conocimientos aportados a mi persona, los cuales fueron de gran ayuda tanto para la ejecución de los ensayos como para la interpretación de los resultados de los mismos. También por aportes realizados a la tesis.

A la profesora Yamile Valencia González, PhD., por los conocimientos aportados a mi persona y por la confianza depositada en mi desde el inicio de mi proceso de formación como magister.

Al personal técnico del Laboratorio de Geotecnia y Pavimentos de la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, Duvian Flórez Díaz y Jenny Patricia Ruiz Arenas, por su colaboración incondicional durante la ejecución de los ensayos experimentales.

A mi madre, Nelly del Carmen Patiño Sáenz, por toda su paciencia y comprensión durante este proceso de formación. A mi padre, Eduardo Enrique Toscano Ballesteros,

por incentivar-me a realizar los estudios de maestría, y por su apoyo durante todo este proceso.

Resumen

Con el uso de las teorías de suelos no saturados se obtuvo la curva de correlación entre la resistencia a la compresión simple y el grado de saturación de una arenisca procedente del municipio de Sopetrán, departamento de Antioquia. Los grados de saturación que se trataron de evaluar fueron 0, 0.3, 0.8 y mayor e igual a 0.97, los cuales se determinaron a partir de la relación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada durante un proceso de saturación de cuerpos de prueba de la arenisca dentro de una celda de ensayos de resistencia mecánica a compresión triaxial axisimétrica. La metodología sugerida en la presente tesis sólo es aplicable en geomateriales conformados por arena o en aquellos donde la succión se pueda considerar despreciable para efectos prácticos. Entre los principales resultados se observó una reducción de la resistencia a la compresión simple de aproximadamente 75 % para los cuerpos de prueba con saturaciones mayores o iguales a 0.97 con respecto a los cuerpos de prueba en estado seco, además de una disminución del ángulo de fricción interna del 40 % para el mismo caso. Fue posible determinar que dicha disminución de propiedades mecánicas es causada por la disminución en la capacidad de dilatación de la arenisca cuando se aumenta el grado de saturación.

Palabras clave: saturación, suelos no saturados, parámetro de presión de agua intersticial, resistencia a la compresión simple en rocas, ensayo triaxial a compresión, ángulo de fricción interna, dilatación.

Abstract

By employing theories of unsaturated soils it was obtained the correlation curve between unconfined compressive strength and the degree of saturation of sandstone from the municipality of Sopetran, Antioquia. The degrees of saturation assessed were 0, 0.3, 0.8 and greater and equal to 0.97, which were determined from the relationship between the degree of saturation and the back pressure, all of them applied during the process of saturation of sandstone samples by a standard test under axisymmetric triaxial compression. The methodology proposed in this thesis is applicable only for geomaterials formed by sand or for those where suction can be considered negligible for practical purposes. Reduction of unconfined compressive strength in saturated state of approximately 75 % from the dry state was observed, along with a decrease of the angle of internal friction of 40 % for the same case. It was possible to determine that the decrease of mechanical properties is caused by the decrease in the dilatation capacity of the sandstone when the saturation is increased.

Keywords: saturation, unsaturated soil, pore water pressure parameter, uniaxial compression strength on rocks, triaxial compression test, angle of internal friction, dilatation.

Contenido

	Pág.
Resumen	IX
Astract	XV
Lista de figuras	XV
Lista de fotografías	XVIII
Lista de Tablas	XVIII
Lista de símbolos y abreviaturas	XIX
Introducción	1
1. Motivación, hipótesis y objetivos	5
1.1 Motivación	5
1.2 Hipótesis	6
1.3 Objetivos	6
1.3.1 Objetivo general.....	6
1.3.2 Objetivos específicos.....	7
2. Antecedentes y fundamento teórico	9
2.1 Antecedentes	9
2.2 Fundamento Teórico	13
2.2.2 Proceso de saturación	13
2.2.3 Ensayo de compresión simple con varios grados de saturación	17
3. Descripción de la zona de estudio	19
3.1 Localización de la zona de estudio.....	19
3.2 Geología regional	20
3.3 Recolección de muestras	23
3.4 Caracterización geotécnica	26
3.4.1 Determinación del contenido de humedad.....	27
3.4.2 Clasificación del geomaterial	28
3.4.3 Gravedad específica de los sólidos.....	32
3.4.4 Granulometría.....	33
3.4.5 Ensayo de desleimiento.....	33
4.4.5 Densidad relativa	34
3.2.5 Potencial de desintegración.....	35

3.2.7	Ensayo de compresión simple	35
3.2.3	Ensayo triaxial a compresión (condiciones axisimétricas)	36
4.2.3	Obtención de la curva de retención (succión) a partir de la distribución de los granos (curva granulométrica).	37
4.	Metodología.....	40
4.1	Preparación de cuerpos de prueba	40
4.2	Proceso de saturación	42
4.3	Ensayo de compresión simple con diferentes grados de saturación	44
4.4	Ensayos triaxiales no consolidados no drenados	45
5.	Resultados, análisis y discusión	47
5.1	Resultados ensayos de compresión simple	47
5.2	Resultados del proceso de saturación	55
5.3	Resultados de ensayos de compresión simple a diferentes grados de saturación	69
5.3.1	Ensayos de compresión simple para $S \geq 0,97$	69
5.3.2	Ensayos de compresión simple para $S \approx 0.8$	71
5.3.3	Ensayos de compresión simple para $S \approx 0.3$	72
5.3.4	Curva de correlación entre la resistencia a la compresión simple y el grado de saturación	73
6.	Aplicación.....	77
6.1	Resultados ensayos triaxiales a compresión consolidados no drenados (CIU–TXC)	77
7.	Conclusiones y recomendaciones	83
7.1	Conclusiones	83
7.2	Recomendaciones	84
A.	Anexo: Resultados de ensayos de caracterización geotécnica	89
B.	Anexo: Proceso de saturación sobre material sintético.	95
C.	Anexo: Curvas esfuerzo–deformación unitaria–exceso de presión intersticial para los <i>UU–TXC</i> y <i>CIU–TXC</i>.	103
	Referencias	127

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1. Ubicación de la zona de estudio.....	19
Figura 2. Sección del mapa geológico plancha 130 Santa Fé de Antioquia.....	21
Figura 3. Clasificación de la muestra 1.....	30
Figura 4. Clasificación de la muestra 2.....	32
Figura 5. Curva granulometría de la arenisca.....	33
Figura 8. Curva de retención de la arenisca a partir de la curva granulometría.....	38
Figura 9. Esquema de las partes y válvulas de la celda para el ensayo triaxial convencional en suelo extensible a rocas.....	43
Figura 10. Curva esfuerzo–deformación de cuerpo de prueba No 1.....	48
Figura 11. Curva esfuerzo–deformación de cuerpo de prueba No 2.....	49
Figura 12. Curva esfuerzo–deformación de cuerpo de prueba No 3.....	50
Figura 13. Curva esfuerzo–deformación de cuerpo de prueba No 4.....	51
Figura 14. Curva esfuerzo–deformación de cuerpo de prueba No 5.....	52
Figura 15. Esfuerzo último vs deformación unitaria en el esfuerzo último.....	54
Figura 16. Módulo de elasticidad tangente vs deformación unitaria en el 50 % del esfuerzo último.....	54
Figura 17. Curvas esfuerzo–deformación unitaria de los cinco cuerpos de prueba.....	55
Figura 16. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 6.....	59
Figura 17. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 7.....	59
Figura 18. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 8.....	60
Figura 19. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 9.....	60
Figura 20. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 10.....	61
Figura 21. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 11.....	61
Figura 22. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 6.....	62
Figura 23. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 7.....	63
Figura 24. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 8.....	63

Figura 25. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 9.....	64
Figura 26. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 10.....	64
Figura 27. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 11.....	65
Figura 28. Regresión experimental de B vs. S para la arenisca.	66
Figura 29. Ajuste de la curva de regresión de la relación S vs u_w para seis cuerpos de prueba.	67
Figura 30. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \geq 0.97$	71
Figura 31. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \approx 0.8$	72
Figura 32. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \approx 0.3$	73
Figura 33. Curva de correlación entre la resistencia a la compresión (σ_c en kPa) y la saturación (S).....	74
Figura 34. Disminución del módulo de elasticidad secante (E_{sec} en MPa) con el aumento de la saturación.....	74
Figura 35. Envolvente de falla y trayectorias de esfuerzos CIU–TXC ($S \geq 0.97$). Criterio de máximo desviador (MD).	78
Figura 36. Envolvente de falla y trayectorias de esfuerzos CIU–TXC ($S \approx 0.8$). Criterio de máximo desviador (MD).	78
Figura 37. Envolvente de falla y trayectorias de esfuerzos CIU–TXC ($S \approx 0.3$). Criterio de máximo desviador (MD) y estado crítico (EC).	79
Figura 38. Envolvente de falla y trayectorias de esfuerzos UU–TXC ($S = 0$). Criterio de máximo desviador (MD).	79
Figura 41. Disminución del ángulo de fricción con respecto al grado de saturación. Criterio máximo desviador.....	81
Figura 42. Curva esfuerzo – deformación unitaria – exceso de presión intersticial. CIU – TXC ($S \geq 0.97$).	123
Figura 43. Curva esfuerzo – deformación unitaria – exceso de presión intersticial. CIU – TXC ($S \approx 0.8$).	124
Figura 44. Curva esfuerzo – deformación unitaria – exceso de presión intersticial. CIU – TXC ($S \approx 0.3$).	125

Lista de fotografías

	Pág.
Fotografía 1. Sitio de estudio.....	20
Fotografía 2. Bloques de roca en el sitio de estudio.	24
Fotografía 3 Muestras tomadas del sitio de estudio.....	26
Fotografía 4. Secciones delgadas tomadas de las muestras tomadas del sitio de estudio.	28
Fotografía 5. Microfotografía muestra 1.....	29
Fotografía 6. Microfotografía muestra 2.....	31
Fotografía 7. Ensayo de desleimiento.	34
Fotografía 8. Ensayo de potencial de desintegración.	35
Fotografía 9. Ensayo de compresión simple. Después de terminado en ensayo.	36
Fotografía 10. Ensayo triaxial axisimetrico a compresión..	37
Fotografía 11. Labrado manual de cuerpos de prueba.	41
Fotografía 12. Cuerpos de prueba tallados manualmente.	41
Fotografía 13. Cuerpo de prueba No 11 antes del proceso de saturación.	56

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. Resultados de los ensayos de laboratorio preliminares, propiedades índice	27
Tabla 2. Resultados de los ensayos de laboratorio sobre propiedades mecánicas	27
Tabla 3. Composición del armazón, muestra 1.	29
Tabla 4. Composición del armazón, muestra 2.	31
Tabla 5. Resultados del ensayo de compresión simple del cuerpo de prueba No 1.	48
Tabla 6. Resultados del ensayo de compresión simple del cuerpo de prueba No 2.	49
Tabla 7. Resultados del ensayo de compresión simple del cuerpo de prueba No 3	50
Tabla 8. Resultados del ensayo de compresión simple del cuerpo de prueba No 4	51
Tabla 9. Resultados del ensayo de compresión simple del cuerpo de prueba No 5	52
Tabla 10. Comparación de los resultados de la resistencia a la compresión simple y la media aritmética de los mismos.	53
Tabla 11. Comparación de los resultados de los módulos de elasticidad secantes y la media aritmética de los mismos.	53
Tabla 12. Compresibilidad y porosidad de los cuerpos de prueba 6 hasta el 11.	57
Tabla 13. Resultados de los ensayos de saturación en la arenisca.....	57
Tabla 14. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \geq 0.97$	70
Tabla 15. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \approx 0.8$	71
Tabla 16. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \approx 0.3$	72
Tabla 17. Angulo de fricción interna en diferentes estados de la etapa de falla.....	80

Lista de símbolos y abreviaturas

Símbolos con letras latinas

Símbolo	Término	Unidad SI	Definición
a_1	Coeficiente de función de regresión	1	Ec. 7
a_2	Coeficiente de función de regresión	1	Ec. 7
b_1	Coeficiente de función de regresión	1	Ec. 9
b_2	Coeficiente de función de regresión	1	Ec. 9
B	Parámetro de Skempton	1	$\frac{\delta u_w}{\delta \sigma}$
c	Parámetro de resistencia	kPa	--
c_1	Coeficiente de función de regresión	1	Ec. 10
c_2	Coeficiente de función de regresión	1	Ec. 10
C_{aw}	Compresibilidad del fluido (mezcla aire-agua en los intersticios).	kPa ⁻¹	Ec. 3
C_{bc}	Compresibilidad de la estructura del geomaterial.	kPa ⁻¹	Ec. 5 ^a
Cu	Coeficiente de uniformidad	--	$\frac{D_{10}}{D_{60}}$
Cc	Coeficiente de curvatura	--	$\frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}}$
d_1	Coeficiente de función de regresión	1	Ec. 11
d_2	Coeficiente de función de regresión	1	Ec. 11
D	Diámetro	m	
E_{50}	Módulo de Youngs secante al 50 % de la carga de rotura.	MPa	--
h	Coeficiente volumétrico de solubilidad del aire en el agua, ley de Henry	1	$\frac{\rho_w}{\rho_a} * H$
P	Presión	kPa	$\frac{F}{A}$
p_{atm}	Presión atmosférica	kPa	
S	Grado de saturación	1	$\frac{V_w}{V_v}$
V	Volumen	m ³	--
u_{norm}	Contrapresión normalizada	1	Ec. 8
u_{a0}	Presión intersticial de aire inicial	kPa	Ec. 3
u_a	Presión intersticial del aire	kPa	Ec. 3
u_w	Contrapresión	kPa	--

Símbolos con letras griegas

Símbolo	Término	Unidad SI	Definición
ψ_{\max}	Angulo máximo de dilatación	grados	Ec. 6
ϕ	Ángulo de fricción interna	grados	--
μ	Presión intersticial	kPa	--
σ	Presión de confinamiento	kPa	--
σ_c	Resistencia a la compresión simple	kPa	--
v	Porosidad del geomaterial	1	$\frac{V_p}{V_b}$

Subíndices

Subíndice	Término
a	Aire
a0	Condición inicial de aire en los intersticios
aw	Mezcla de aire y agua
atm	Atmosférica
b	Bulk
bc	Estructura del geomaterial
c	Compresión
cv	Volumen constante
norm	Normalizado
p	Poros
max	Máximo
min	Mínimo

Superíndices

Superíndice	Término
<i>i</i>	Condición inicial

Abreviaturas

Abreviatura	Término
CIU	Consolidado isotrópicamente no drenado
CP	Cuerpos de prueba
LVDT	Transformador diferencial de variación lineal
RSME	Error medio en raíz cuadrada por sus siglas en ingles
TXC	Ensayo triaxial (condiciones axisimétricas) a compresión
UU	No consolidado no drenado

Introducción

El campo de la mecánica de geomateriales porosos — la mecánica de rocas — la mecánica de suelos no-saturados, la poro-elasticidad y poro-plasticidad — ha alcanzado importantes resultados en los últimos 30 años. Dentro de estas disciplinas, se han estudiado las posibles relaciones entre el grado de saturación y la resistencia mecánica a la compresión de rocas; para verificar ecuaciones empíricas y otras de estado.

Los estudios sobre el comportamiento mecánico de rocas húmedas han concluido que las rocas parcial y totalmente saturadas presentan menor resistencia que las rocas secas. Autores como Colback y Wiid (1965), Hawkins y McConnel (1992), Li., Sheng, y Reddish (2005), Vásárhelyi y Ván (2006), Euguler y Ulusay (2009), entre los principales, han puesto su atención en la forma cómo el agua afecta las propiedades mecánicas de algunos tipos de rocas, por medio de la aplicación de métodos tanto directos como indirectos para la determinación de dichas propiedades.

Sin embargo, la mayoría de los estudios han tenido en cuenta el contenido de humedad como principal factor en la reducción de la resistencia de la roca, lo cual no es muy acertado puesto que una roca puede presentar poros llenos de agua que saturan la muestra, pero representan poca humedad; o pueden tenerse saturaciones del 100 % a más del 100 % del contenido de humedad. Lo anterior implica que el factor más relevante a la hora de estudiar la reducción de la resistencia mecánica de la roca por efectos de agua es el grado de saturación.

De acuerdo con lo anterior, el motivo que indujo a esta investigación fue tratar de encontrar un método práctico para determinar la correlación existente entre la disminución de la resistencia a la compresión uniaxial de la arenisca con el aumento en el grado de saturación de la misma, por medio de equipos estándares de ensayos sobre suelos y rocas.

Para fines de aplicación en la ingeniería geológica y geotécnica donde la mayoría de las veces es más útil trabajar con rangos de valores aproximados y discretos más que una relación continua exacta, resultaría útil verificar que tan confiable sería obtener el grado de saturación de un cuerpo de prueba de un geomaterial conformado por arena mediante la aplicación y medición de la presión intersticial en una celda de ensayos de resistencia mecánica a compresión triaxial axisimétrica. De lograrse resultados fiables, se podría proponer un método para alcanzar grados de saturación deseados de cuerpos de pruebas para un posterior pero inmediato ensayo mecánico; por ejemplo, para una resistencia uniaxial en estado no saturado.

El método de saturación propuesto por medio de la presente tesis se practicó primero en un material sintético; espuma fenólica. Lo anterior con el fin de establecer un procedimiento aplicable a la arenisca, y de no introducir en las estimaciones la variabilidad de la porosidad que intrínsecamente los geomateriales tienen inclusive cuando son extraídos del mismo sitio bajo las mismas condiciones.

En cuanto a los ensayos mecánicos, para los cuerpos de prueba secos se ejecutaron ensayos de compresión inconfiada de acuerdo con los estándares establecidos por el organismo de normalización de los Estados Unidos de América: *American Section of the International Association for Testing Materials – ASTM*. Para los cuerpos de prueba con diferentes grados de saturación se practicaron ensayos triaxiales no consolidados no drenados a compresión, de tal manera que la presión de confinamiento fuera muy similar a las presiones intersticiales aplicadas a dichos cuerpos de pruebas.

La experiencia y los resultados aquí encontrados fueron logrados con 44 cuerpos de prueba. Con seis cuerpos de prueba se ejecutaron los ensayos de saturación, para intentar correlacionar el grado de saturación con la presión de contrapresión normalizada (respecto a la presión atmosférica); a partir de dicha curva se estimaron cuatro grados de saturación con los que se ejecutaron los ensayos de resistencia a la compresión.

Con cinco cuerpos de prueba se ejecutaron los ensayos de compresión inconfiada, mientras que con 21 cuerpos de pruebas se ejecutaron los ensayos triaxiales no consolidados no drenados a diferentes grados de saturación. Una vez finalizados los

ensayos se realizó una compilación de los resultados obtenidos para la determinación de la curva de correlación entre la resistencia a la compresión uniaxial y el grado de saturación. Como se realizó la medida de presión intersticial en dichos ensayos (a excepción de los ensayos para el estado seco) se observó dilatación durante la etapa de falla.

Con 12 cuerpos de prueba se ejecutaron ensayos triaxiales consolidados no drenados a compresión, considerando el mismo método de saturación aplicado para los ensayos triaxiales no consolidados no drenados a compresión. La finalidad de estos ensayos fue observar si los parámetros de resistencias también se ven afectados por el aumento del grado de saturación y analizar cómo se comporta el fenómeno de la dilatación observado en los ensayos triaxiales no consolidados no drenados a compresión a través de la estimación del ángulo máximo de dilatación en cada estado. Desafortunadamente, no se pudo observar la dilatación para los cuerpos de prueba en estado seco porque no se encontró en la literatura métodos para tal fin con el empleo de equipos convencionales.

1. Motivación, hipótesis y objetivos

1.1 Motivación

El presente estudio busca establecer la relación existente entre el grado de saturación y la resistencia a la compresión inconfiada de una arenisca. Se pretende evitar la omisión hecha por la práctica de la ingeniería actual, que sólo relacionan el contenido de humedad de la roca sin tener en cuenta el grado de saturación.

Adicionalmente, la importancia de este estudio radica en que en el campo de la geotecnia se encuentra rocas que contienen minerales susceptibles a descomponerse en ambientes tropicales, las cuales no necesitan estar sometidas a estados de confinamiento alto para que la influencia del grado de saturación en el comportamiento mecánico de la roca sea considerable; inclusive determinante para que las propiedades inicialmente estimadas bajen de forma drástica. Por tanto, demostrar cuantitativamente que esta propiedad es crucial para la caracterización mecánica de roca y plantear una metodología para encontrar aquello mediante los actuales equipos convencionales resulta en una tarea útil para el estado de la práctica de la región.

1.2 Hipótesis

En rocas secas que contienen minerales susceptibles a descomponerse en ambientes tropicales y estados de confinamiento bajo, la influencia del grado de saturación en las propiedades mecánicas de la roca es muy importante, dado que el efecto del agua en la roca es determinante en sus propiedades mecánicas.

Esta afirmación puede ser obvia hasta cierto punto, pero en la ingeniería práctica aún se siguen ensayando rocas en estado seco y adoptando los resultados obtenidos como representativos para cualesquiera sean las condiciones *in situ*.

Todas las investigaciones previas, tratadas durante la presente tesis, revelan que el agua en la roca puede afectar tanto sus propiedades mecánicas como las propiedades índices, especialmente si hay presencia en la roca de arcillominerales o minerales de origen orgánico, dado que estos ablandan el material constituyente de la roca, debilitando su estructura y aumentando el riesgo de deformaciones, lo cual conduce a la reducción de su resistencia.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Obtener la curva de correlación entre el grado de saturación y la resistencia a compresión uniaxial de una arenisca, por medio de ensayos convencionales.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Solucionar la forma del cómo se medirá el grado de saturación de la roca antes del ensayo a resistencia a compresión uniaxial.
2. Encontrar las condiciones de ensayo necesarias para obtener la resistencia a compresión uniaxial en rocas a un grado dado de saturación (vgr. rocas húmedas).
3. Proponer la metodología del ensayo, cuando las rocas tienen un determinado contenido de humedad a través del grado de saturación.

A continuación se presentan los capítulos 2, 3, 4, 5 y 6, donde el capítulo 2 contiene una recapitulación las investigaciones más importantes realizadas hasta la fecha sobre la afectación de las propiedades mecánicas de la roca debido a la presencia de agua en los intersticios de la misma, además se presentan las teorías de mecánica de suelos no saturados que se emplean durante la presente tesis de investigación para estimar el grado de saturación de la arenisca por medio de los parámetros medidos durante el proceso de saturación en una celda para ensayo triaxial convencional en suelos.

El capítulo 3 trata sobre la descripción de la zona de estudio, i.e., descripción de la geología regional y local, y la caracterización geotécnica del macizo rocoso. El capítulo 4 contiene la metodología implementada para la investigación, todos los ensayos ejecutados y los resultados de los mismos.

En el capítulo 5 se consignan el análisis de los resultados obtenidos, de los cuales, para el caso del proceso de saturación (por ser una práctica no muy común en rocas), estos son validados por medio de la ejecución de los mismos ensayos sobre un material sintético de porosidad similar. Por último, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones y las recomendaciones para las próximas investigaciones en el tema.

2. Antecedentes y fundamento teórico

2.1 Antecedentes

En la práctica de caracterización del material rocoso, en nuestro medio, el grado de saturación de la roca no se toma en cuenta debido a que este dato se pierde durante el proceso de perforación para la obtención de núcleos. Asimismo, se obvia la influencia de esta propiedad en la resistencia porque se asume que la porosidad de la mayoría de las rocas es muy baja. Sin embargo se ha demostrado que, para cualquier tipo de roca, a mayor contenido de agua dentro de los intersticios, menor es su resistencia a la compresión simple. Por tal razón, ignorar la influencia del agua podría incurrir en serios errores a la hora de estimar las magnitudes de deformación y resistencia de la misma.

La presencia de la humedad natural en la roca tiene influencia sobre el comportamiento de fractura de la misma, debido a que dicha humedad reduce la resistencia mecánica por alteraciones físicoquímicas de sus propiedades intrínsecas. Esta reducción puede llegar a ser muy importante tal y como fue ilustrado por Colback y Wiid (1965), quienes realizaron ensayos de resistencia de compresión triaxial axisimétrica en esquisto para un estado saturado y seco, respectivamente. En los resultados de dichos ensayos se pudo observar que la resistencia de los cuerpos de prueba saturados fue aproximadamente la mitad que la resistencia que presentaron aquellos secos. En otras palabras, la humedad redujo el 50 % de la resistencia a la compresión. Además, a partir de observaciones de las envolventes de falla de aquellos cuerpos de prueba, notaron que el ángulo de fricción interno no cambió mientras que la cohesión sí; lo cual indicó que la reducción en la resistencia es causada por la reducción de la cohesión en presencia de agua.

Posteriormente, Hawkins y McConnell (1992) realizaron ensayos de compresión simple, a diferentes contenidos de humedad, sobre 35 tipos diferentes de areniscas del Reino

Unido con el fin de determinar la influencia del contenido de humedad en la resistencia uniaxial. Para la obtención de la resistencia de las rocas con distintos contenidos de humedad, los autores realizaron ensayos de resistencia uniaxial a las 35 muestras, desde totalmente seca hasta totalmente saturada. Una vez procesada la información se encontró una correlación exponencial entre la resistencia a la compresión simple y el contenido de humedad. Dependiendo del tipo de roca se encontró el grado de sensibilidad de la roca a la humedad de la misma. En general se encontraron reducciones entre el 8 % y el 78 % de la resistencia a la compresión confinada del estado saturado con respecto al estado seco.

Más reciente, Li. Sheng y Reddish D.J. (2005), hicieron una investigación en minas abandonadas (post-explotación) de Inglaterra para conocer la estabilidad de la arenisca una vez el agua subterránea es recuperada de forma natural. Para tal fin tomaron en cuenta los estudios hasta esa fecha realizados (i.e. los trabajos anteriormente mencionados) con la diferencia que las muestras fueron areniscas de grano grueso y areniscas limosas. Los ensayos fueron practicados rocas intactas y rocas fracturadas. Los resultados para la roca intacta, mostraron que los cuerpos de prueba húmedos presentan menor resistencia que los secos, se observó una disminución del 40 % de la resistencia, sin embargo, contrario a lo que sucedió en la investigación de Colback y Wiid (1965), para la muestra de arenisca limosa no solo disminuyó la cohesión sino también el ángulo de fricción interna, lo cual ratifica lo postulado por Hawkins and McConnell (1992); mientras la roca contenga más constituyentes sensibles al agua, como por ejemplo arcillas y limos, mayor es el efecto del agua en la reducción de la resistencia. Los resultados para los especímenes de roca fracturada, demostraron que los cuerpos de prueba secos aún presentan mayor resistencia que los húmedos; sin embargo, las envolventes de falla de Mohr-Coulomb para los mismos son curvas parabólicas que parten del origen del plano cartesiano, lo que indica que después de la falla la roca pierde la cohesión completamente.

Vásárhelyi y Ván (2006) reformaron las correlaciones obtenidas en el trabajo de Hawkins y McConnell (1992), considerando que en dicho trabajo no se tuvo en cuenta el grado de saturación de los diferentes tipos de rocas, lo cual implica que no se puede realizar comparaciones de la resistencia a la compresión simple a diferentes contenidos de agua

(entre los estados seco y saturado) para diferentes tipos de roca, dado que cada tipo de roca puede tener un punto de saturación diferente. La mejora que propusieron Vásárhelyi y Ván (2006) consistió en recalcular el parámetro que representa la sensibilidad de la roca a la afectación del agua en la correlación de la resistencia y el contenido de agua, con base a la saturación y no al contenido de humedad como era originalmente, bajo la suposición de que se alcanza un 100 % de contenido de agua cuando la roca está totalmente saturada. Esto se logró realizando los ensayos de resistencia a la compresión simple sobre un solo tipo de roca a diferentes grados de saturación, y posteriormente aplicando los conceptos de estadística para saber la representatividad de los resultados obtenidos.

Barefield y Shakoor (2006), por su parte, investigaron sobre la relación existente entre la resistencia a la compresión uniaxial y el grado de saturación para areniscas en Ohio, Estados Unidos. El objeto de su investigación fue relacionar la resistencia a la compresión simple con el grado de saturación de diferentes areniscas, y explicar esta relación por medio de la obtención de las propiedades índice y características petrográficas. Los ensayos de laboratorios que se llevaron a cabo para conocer las propiedades índice y características petrográficas fueron: absorción, densidad seca, gravedad específica y porosidad. Por otro lado, las muestras fueron ensayadas a compresión simple con los siguientes grados de saturación; 0 %, 20 %, 40 %, 60 %, 80 %, y 100 %. En primer lugar, para lograr el 0 % de la saturación, los cuerpos de prueba fueron secados a 105 °C durante 24 horas; en segundo lugar, para alcanzar el 100 % de la saturación, las muestras fueron sumergidas en agua durante 24 horas. Para los ensayos con grados de saturación de 20 %, 40 %, 60 % y 80 %, el procedimiento de saturación consistió en llevar las muestras al 100 % de la saturación como se describió anteriormente, y luego secarlas al aire ya sea a temperatura ambiente o con la ayuda de ventiladores. Durante este proceso de secado se controla el peso de las muestras hasta alcanzar un peso deseado, previamente estimado con la ayuda de la porosidad, que corresponda a un grado de saturación dado. De este estudio se encontró una reducción en más del 70 % de la resistencia a la compresión simple para las muestras saturadas con respecto a las secas, y que la mayor pérdida de resistencia se obtiene para saturaciones menores a 20 %.

Por otra parte, Euguler y Ulusay (2009) realizaron ensayos para determinar el efecto del agua sobre rocas sedimentarias en cuanto a su resistencia y su deformación. Además, relacionaron dichos efectos con la composición mineralógica de las rocas. Para tal fin se encontró un modelo de reducción de resistencia y de deformación en función de las propiedades índice, el cual se basó en la obtención de los parámetros mecánicos por medio de ensayos indirectos debido al alto contenido de arcillominerales que dificultan la preparación de las muestras de acuerdo con los estándares de los ensayos directos. En cuanto a las propiedades índice de la roca, sí se obtuvo de acuerdo a los estándares. Los resultados obtenidos sugieren que con un incremento en el contenido de humedad la reducción en la resistencia a la compresión simple, módulo de elasticidad, y resistencia a la tracción son de aproximadamente 90 %, 93 % y 90 % respectivamente.

Yilmaz (2010) centró su atención en explicar por qué la resistencia a la compresión uniaxial se reduce con la presencia de agua en los poros de la roca. Para tal fin realizó ensayos de compresión simple sobre rocas sedimentarias de Turquía en estados de humedad natural, secados al aire y saturados, obteniendo así la resistencia a la compresión simple y el módulo de elasticidad. Adicionalmente para los estados mencionados se consideraron las principales características que influyen en la resistencia de una roca, a saber: mineralogía, tamaño del grano, porosidad y microfábrica. Los resultados de los ensayos mostraron una reducción considerable para cuerpos de pruebas en estado saturado, con respecto a las muestras secas, tanto en la resistencia uniaxial como en el módulo de elasticidad, de aproximadamente 64 % y 53 %, respectivamente. Asimismo, se llegó a la conclusión de que no es posible establecer fórmulas generalizadas que se apliquen sobre cualquier tipo de roca para describir el efecto de agua sobre su resistencia y/o módulos de elasticidad, dado a la heterogeneidad de las mismas.

Al-Bazali (2013) estudió la disminución de la resistencia a la compresión simple cuando el contenido de humedad aumenta en muestras de esquisto de Kuwait, Arabia Saudita. Dicho estudio se realizó para tres estados de saturación, a saber: saturado, seco y húmedo químicamente balanceado; esta última con el fin de conocer el impacto de la difusión iónica sobre la resistencia a la compresión uniaxial. Por medio del estudio se pudo concluir que el aumento en el contenido de agua en el esquisto conduce a un deterioro

de la resistencia mecánica, debilitamiento de la estructura, alteración de la fábrica, aumento de la presión intersticial y dependiendo del grado de afectación, puede conducir a la falla de la roca. Adicionalmente, el aumento del contenido de agua puede desestabilizar el balance iónico del fluido en los intersticios, razón por la cual se presenta el fenómeno de difusión iónica, *v.gr.*, mayor inestabilidad y mayor pérdida de resistencia.

Considerando que la mayoría de los autores mencionados han orientado sus investigaciones hacia el efecto del contenido de humedad en la resistencia mecánica de la roca, lo que se pretende con la presente tesis es tratar de abordar el efecto del agua en la resistencia a la compresión uniaxial, tomando como referencia el grado de saturación y no el contenido de humedad en la roca.

2.2 Fundamento Teórico

En aras de saturar los cuerpos de prueba de arenisca en el equipo triaxial convencional, bajo condiciones axisimétricas, la presente tesis aplica conceptos de la mecánica de suelos no saturados durante el proceso de saturación por contrapresión. A continuación se presentan los conceptos aplicados.

2.2.1 Proceso de saturación

Para obtener la correlación entre el grado de saturación y la resistencia a la compresión simple de la arenisca, primero es necesario definir cómo estimar el grado de saturación, teniendo en cuenta que durante el proceso de saturación en un equipo triaxial convencional de suelos no es posible realizar mediciones directas de la saturación. El proceso de saturación que se va a emplear es la saturación por contrapresión (Fredlund, Rahadjo, & Fredlund, 2012), la cual consiste en realizar incrementos de la presión intersticial y de la presión de confinamiento de la celda; manteniendo de esta manera el esfuerzo efectivo constante sobre el cuerpo de prueba. Con lo anterior se logra que el volumen de aire en los intersticios disminuya por la compresión y la disolución de este en el agua en los poros. El incremento de la presión intersticial se logra luego de suministrar

agua desaireada con presión dentro de la muestra. En este sentido el proceso de saturación se desarrolla de tal modo que el contenido de agua dentro de la muestra incrementa y por consiguiente el grado de saturación.

La forma en que comúnmente el sistema de un ensayo triaxial convencional monitorea la completa saturación de un cuerpo de prueba es por medio del parámetro de presión de poros B (Skempton, 1954), el cual relaciona el exceso de presión de poros ($\Delta\mu$) que se genera cuando se realiza un aumento en el esfuerzo de confinamiento ($\Delta\sigma_3$), en condiciones no-drenadas. Por otro lado, el parámetro B está estrictamente relacionado con la compresibilidad de la estructura del material (C_{bc}), así como con la compresibilidad del fluido, aire y agua, en los poros (C_{aw}), a saber:

$$B = \frac{\Delta\mu}{\Delta\sigma_3} = \frac{1}{1 + \frac{\nu C_{aw}}{C_{bc}}}, \quad (1)$$

donde, ν es la porosidad de la muestra.

Para materiales saturados donde la compresibilidad del fluido es mucho menor que la compresibilidad de la estructura sólida, la relación $\frac{C_{aw}}{C_{bc}}$ es cercana cero; por lo tanto, B es aproximadamente igual a la unidad. De igual manera, para materiales secos donde la compresibilidad del fluido es mucho mayor que la compresibilidad de la estructura sólida, la anterior relación es muy grande, por lo tanto B tiende a cero (Skempton, 1954).

Para materiales parcialmente saturados el parámetro B debe ser mayor que cero pero menor que la unidad (*v.gr.*, $0 < B < 1$). Sin embargo, la relación entre el grado de saturación y el parámetro B no es directamente proporcional (Skempton, 1954). Por tal razón, para estudios sobre materiales parcialmente saturados donde se requiera conocer determinado grado de saturación en una celda de ensayo triaxial convencional, es importante obtener dicha relación.

Ahora bien, para obtener la relación entre el grado de saturación (S) y el parámetro B se debe tener en cuenta la ecuación obtenida por medio del análisis de *Hilf* (Fredlund & Rahadjo, 1993) (Hasan & Fredlund, 1980) (Fredlund, Rahadjo, & Fredlund, 2012); es decir:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{(1 - S + hS)v}{(u_{w0} + p_{atm} + \Delta u_w)C_{bc}}},$$

donde h el coeficiente de solubilidad del aire en agua según la ley de Henry, p_{atm} es la presión atmosférica, u_{w0} es la presión de poros inicial, Δu_w es el cambio de la presión intersticial (*v.gr.* contrapresión) y S es la saturación.

La ecuación 2 fue deducida por Hasan and Fredlund (1980) a partir del control de llenos de tierra instrumentados y de resultados de ensayos de consolidación unidimensional de los mismos. De igual manera, para dicha deducción se tomaron en cuenta las siguientes suposiciones teóricas: la disminución de volumen es el resultado de la disolución de gas en el líquido por la compresión; la parte sólida del geomaterial y el líquido son considerados incompresibles; los efectos de presión de vapor y de la temperatura no son significativos; la cantidad del gas disuelto en el líquido son calculados por medio de la ley de Henry; los cambios de presión de gas entre la carga inicial y la carga final se calculan por medio de la ley de Boyle, y los efectos entre la tensión superficial entre el gas y el líquido no son significativos, *v.gr.* los cambios en la presión de gas son iguales a los cambios en la presión del líquido (Fredlund & Rahadjo, 1993).

En la práctica, con la ecuación 2 se obtienen buenos resultados para el estudio de materiales granulares con una estructura medio rígida (*v.gr.* media a baja compresibilidad) y con succión matricial despreciable (Fredlund & Rahadjo, 1993). Cuando el geomaterial presenta alta compresibilidad y succión matricial alta, no se aplica la suposición donde los cambios de presión de gas son iguales a los de presión de líquido. Por lo tanto, los excesos de presión de gas y de líquido generados en los intersticios por aplicación de cargas deben estimarse de manera independiente (Hasan & Fredlund, 1980). En general, los cálculos de presión de poros efectuados por medio de la Ec. 2 tienden a ser conservadores para efectos de diseños (Fredlund, Rahadjo, & Fredlund, 2012).

Es importante notar que también es posible deducir la Ec. 2 a partir de la Ec. 1, si se emplea la expresión de la compresibilidad del fluido propuesta por Bishop and Eldin (1950), que es:

$$C_{aw} = \frac{(1 - S + hS)}{(u_{a0} + p_{atm} + \Delta u_a)};$$

donde C_{aw} es la compresibilidad del fluido (e.g. aire y agua), u_{a0} es la presión inicial del gas en los intersticios, y Δu_a es el cambio de presión del gas en los mismos intersticios. Las dos últimas variables descritas, por efecto de las simplificaciones, son reemplazadas respectivamente por la presión inicial del fluido y el cambio de presión del mismo. La presión inicial del fluido se toma igual a cero como recomiendan Fredlund and Rahardjo (1993) and Fredlund et al. (2012). Esta última ecuación (Ec. 3) toma en cuenta las mismas simplificaciones teóricas del análisis de *Hilf*; y en la práctica se obtienen mejores resultados para casos con pequeños cambios de presiones intersticiales (Schuurman, 1966).

Ahora bien, si se despeja S de la Ec. 3, se obtiene que:

$$S = \frac{1 - \frac{(u_{w0} + p_{atm} + \Delta u_w)C_{bc}(1 - B)}{Bv}}{1 - h}. \quad (4)$$

Como se puede observar en la Ec. 4, el grado de saturación depende de propiedades tanto del fluido como del geomaterial objeto de estudio. Las propiedades del fluido y de dicho geomaterial tienen que ser conocidas para controlar el grado de saturación en una celda de ensayo triaxial convencional. En cuanto al coeficiente de solubilidad del gas en el fluido se pueden encontrar valores en la literatura que se pueden tomar como representativos e inclusive útiles para presiones y esfuerzos bajos.

Sin embargo, para el caso de la compresibilidad de la estructura del material poroso y la porosidad del mismo se requieren hacer ensayos complementarios; donde se tiene que conocer el volumen inicial (V_b^i) y medir el cambio de volumen del cuerpo de prueba (dV_b) respecto al cambio de la presión de confinamiento (dP_c) (Zimmerman, Somerton, & King, 1986) (Jaeger, Cook, & Zimmerman, 2007); para aplicar de este modo

$$C_{bc} = -\frac{1}{V_b^i} \frac{dV_b}{dP_c}, \quad (5a)$$

$$v = \frac{V_p}{V_b}. \quad (5b)$$

En este sentido, la compresibilidad de la arenisca se puede obtener en una celda de ensayo triaxial convencional bajo condiciones de carga hidrostática, mientras que la porosidad se puede obtener una vez terminado el proceso de saturación. En la metodología se trata un poco más a fondo la manera de cómo se obtienen las propiedades mencionadas en una cámara para ensayos triaxiales en condiciones axisimétricas.

Cabe resaltar que el proceso de saturación, así como las ecuaciones 4, 5a y 5b fueron empleados previamente sobre un material sintético para desarrollar el procedimiento a emplear sobre la arenisca objeto de estudio. Dentro de los resultados obtenidos se logró calcular de manera indirecta, con una confiabilidad del 85%, el grado de saturación a partir del parámetro de Skempton. La caracterización del material sintético, así como los resultados del proceso de saturación son presentados en el Anexo B.

2.2.2 Ensayo de compresión simple con varios grados de saturación

Para lograr la ejecución del ensayo de compresión simple a diferentes grados de saturación se deben fallar los cuerpos de prueba inmediatamente después de la etapa de saturación bajo condiciones no drenadas con el fin de mantener la saturación constante durante la etapa de falla. Un ensayo con las anteriores condiciones es equivalente a un ensayo triaxial no consolidado no drenado en suelos (*UU-TXC*). Por tanto, para la ejecución de estos ensayos la presente tesis siguió las teorías y recomendaciones dadas por Bishop y Henkel (1962).

De acuerdo con lo anterior, es de esperarse que la arenisca experimente dilatación durante la etapa de falla, por tal razón es conveniente tratar de medir dicho fenómeno en los diferentes grados de saturación por medio del ángulo máximo de dilatación, el cual es expresado por Rowe (1962) de la siguiente manera.

$$\sin \psi_{max} = \frac{\sin \varphi_{max} - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_{max} \sin \varphi_{cv}}$$

donde ψ_{max} es el ángulo máximo de dilatación, φ_{max} ángulo máximo de fricción interna y φ_{cv} ángulo de fricción interna a volumen constante.

Para obtener los ángulos de fricción en los estados mencionados se precisa la realización de ensayos triaxiales a compresión consolidados no drenados (*CIU-TXC*), los cuales se ejecutarán siguiendo las recomendaciones tanto de Bishop and Henkel (1962) como de la norma ASTM D4767-11.

3.Descripción de la zona de estudio.

3.1 Localización de la zona de estudio

El macizo rocoso de estudio se encuentra ubicado al Occidente del Departamento de Antioquia, en la zona rural del municipio de Sopetrán, dista 74 kilómetros, aproximadamente de la ciudad de Medellín, Figura 1. La zona de estudio está a unos 491 msnm con alturas que oscilan entre 400 msnm a 600 msnm, la temperatura promedio es de 25 °C, la humedad relativa promedio del 74 %, la precipitación media anual aproximada de 1000 mm (CORANTIOQUIA, 2002).

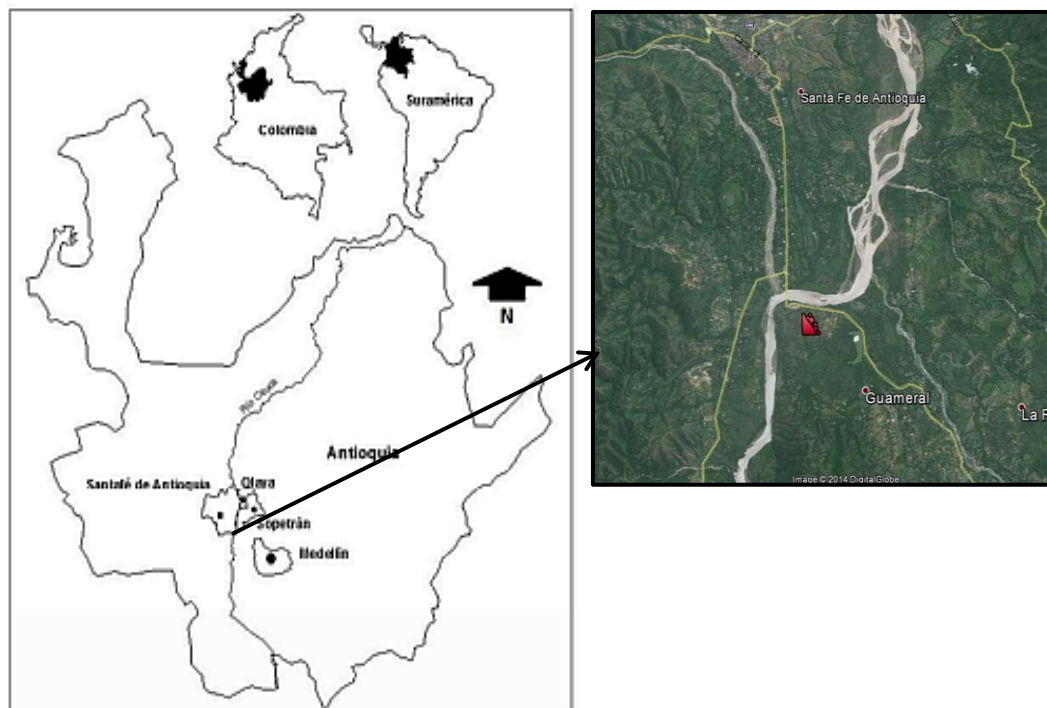


Figura 1. Ubicación de la zona de estudio. Tomado de Torres-Herrera y Molina-Escobar (2012), y Google Earth 2014. Modificado por el autor.

La zona de estudio está georreferenciada de acuerdo con el meridiano que pasa por el Observatorio Astronómico Nacional ubicado en la ciudad de Bogotá, por medio de las siguientes coordenadas: 6° 30' 41" de latitud Norte y 1° 43' 59,34" de longitud Oeste del meridiano de Greenwich, Fotografía 1.



Fotografía 1. Sitio de estudio.

3.2 Geología regional

En la zona de estudio se distingue geológicamente un afloramiento que presenta rocas y depósitos sedimentarios encontrándose areniscas intercaladas con lodotitas. La composición mineralógica predominante de dichas rocas son plagioclasas, cuarzo y anfíboles. De acuerdo con la plancha No 130 de INGEOMINAS, (INGEOMINAS, 2005), la

zona de estudio corresponde a al miembro inferior de la formación Amagá compuesta por conglomerados, areniscas blancas y grises, y lodolitas grises y grisverdosas, Figura 2.

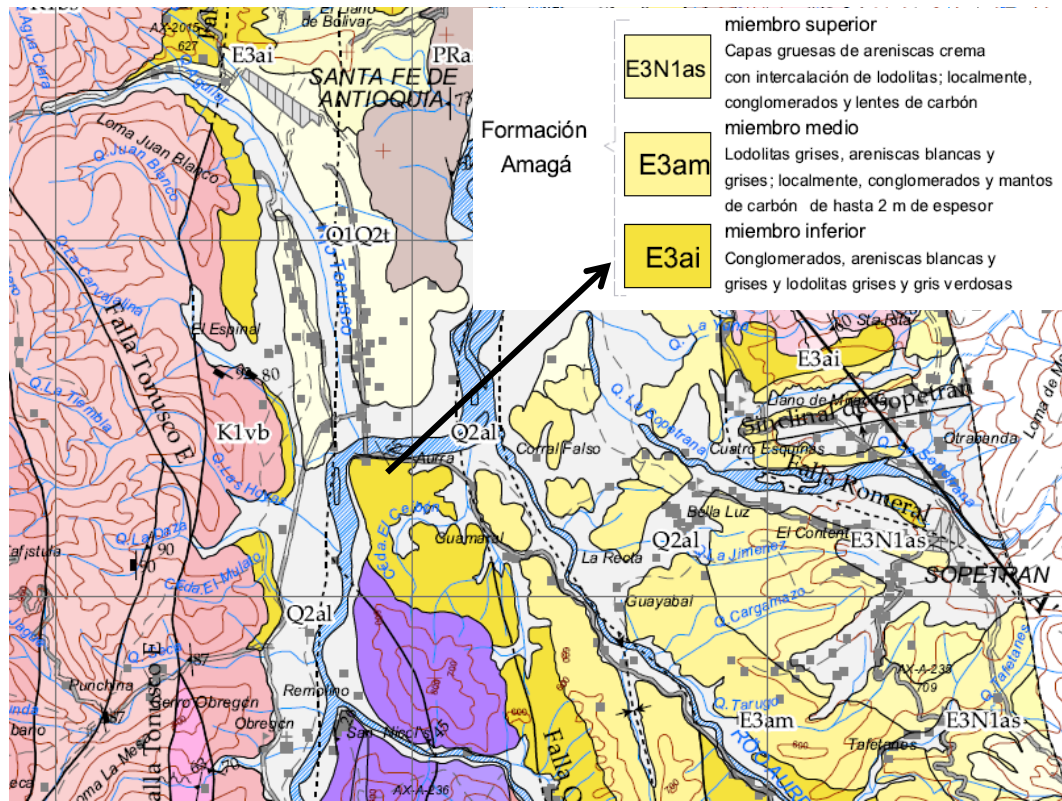


Figura 2. Sección del mapa geológico plancha 130 Santa Fé de Antioquia. Modificado por el autor.

Formación Amagá: está conformada por rocas sedimentarias continentales de origen fluvio-lacustre que se encuentran a lo largo del río Cauca, distribuidas en dos ramales: el primero bordea el río Cauca y se extiende con dirección a Bolombolo con varias subcuencas como las de Liborina–Santa Fé de Antioquia, Anzá, Titiribí y el Líbano. El segundo está limitado por el sistema de fallas de Romeral y se extiende desde San Jerónimo hacia el Sur pasando por Heliconia y Amagá, y está conformado por cuencas aisladas entre Sopetrán y San Jerónimo, por la cuenca entre el río Aurrá y Ebéjico y por la cuenca desde Heliconia se extiende por Angeolópolis y Amagá (INGEOMINAS, 1984).

La formación Amagá está compuesta esencialmente por conglomerados, areniscas, arcillolitas y mantos de carbón. Ahora bien, dependiendo de la presencia o ausencia de conglomerados y del espesor de los mantos de carbón la formación Amagá se puede

subdividir en tres miembros, a saber: uno inferior con conglomerados y cintas de carbón, uno medio con mantos de carbón y uno superior compuesto en gran parte por arcillolitas de color ocre y areniscas muy claras (INGEOMINAS, 1984).

En este sentido, en cuanto al miembro inferior respecta, este se caracteriza por la presencia de un conglomerado basal de carbón en capas menores de 70 cm con tendencia lenticular y lentes de arenisca que cambian de espesor rápidamente. Buenos afloramientos se encuentran en el curso inferior de la quebrada Sucia, en la cuenca Ebéjico, Heliconia, en las quebradas La Clara, Gualí y Maní, y en la región de Titiribí. Cabe anotar que la presente tesis centró su atención en el afloramiento que se encuentra en la sección F-4 de la plancha 130 cerca del río Cauca, Figura 2. A continuación se hace una breve descripción de los geomateriales que conforman la formación Amagá (INGEOMINAS, 1984):

- Conglomerados: la distribución del tamaño de grano es variable dado que existen transiciones desde arenisca a areniscas conglomeráticas y conglomerados. Son de carácter polimíctico, reposan discordantes sobre rocas mesozoicas y paleozoicas o se encuentran en contacto fallado con las mismas. El contacto con las areniscas varía de tajante a transicional, con las lodolitas es tajante. Su color varía de gris claro a blanco. Está compuesto por cantos de cuarzo, cuarcitas, esquistos negros y fragmentos graníticos de las rocas vecinas en una matriz areno-arcillosa de color crema.
- Areniscas: son rocas bien consolidadas y resistentes a la meteorización, con fragmentos bien redondeados, diverso tamaño, observándose transiciones desde lodolitas a conglomerados pasando por las areniscas. Los contactos con las demás unidades, son tajantes algunas veces, transicionales otras. Las rocas son ricas en mica blanca detrítica, en partes están enriquecidas en fedespato caolinizado, el cuarzo ahumado y lechoso es el mineral predominante formando más del 80 % de la roca; los fragmentos son de esquistos y carbón; ocasionalmente se presentan concreciones de lodolitas y muy rara vez de calizas. La matriz está compuesta por sílice o arcilla.

- **Lodolitas:** el tipo de roca más abundante en este miembro; son una mezcla de limolitas y arcillolitas bien estratificadas de color gris verdoso a violeta rojizo; ocasionalmente son ricas en materia carbonosa.
- **Carbón:** se encuentra principalmente en la parte superior en capas hasta de 70 cm, estas no tienen espesor constante, desapareciendo en algunas localidades como en la quebrada La Clara entre Angelópolis y La Hullera. El espesor máximo de este miembro es de unos 320 metros.

3.3 Recolección de muestras

Para el estudio se realizó el proceso de extracción y transporte de bloques de roca desde el sitio de estudio hasta el laboratorio de Geotecnia y Pavimentos de la Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín. La cantidad de muestras de roca que se extrajo alcanza los 10.500 centímetros cúbicos (teniendo en cuenta el desperdicio y ensayos de caracterización geotécnica), *v.gr.*, 45 cuerpos de prueba de aproximadamente 50 milímetros de diámetro y 100 milímetros de altura, cumpliendo siempre con una relación de esbeltez entre 2 a 2.5, Fotografía 2.



Fotografía 2. Bloques de roca en el sitio de estudio. Zona rural del municipio de Sopetrán: margen izquierda de la vía que comunica a los municipios de Medellín y Santa fé de Antioquia.

Una vez en el laboratorio se inició la caracterización del macizo rocoso con el fin de conocer los principales atributos del mismo, como son: las propiedades índice y las propiedades mecánicas. Lo anterior permite establecer de manera preliminar las condiciones que se deben garantizar durante los ensayos de compresión simple con diferentes grados de saturación que se practicarán sobre las mismas. Los ensayos de caracterización geotécnica, comprenden:

1. *Contenido de humedad* (ASTM D 2216-10, 2010).
2. *Análisis petrográfico*: sobre secciones delgadas endurecidas por medio de impregnación de resina (Ingersoll et al 1984).
3. *Peso unitario*. (ASTM D7263-09, 2009)

4. *Gravedad específica* (ASTM D854-14, 2014).
5. *Granulometría* (ASTM D6913-04, 2009).
6. *Resistencia al desleimiento (Slake Durability Test)*: este ensayo permite saber la durabilidad de la roca con respecto a su composición mineralógica. (ASTM D4644-08, 2008).
7. *Densidad relativa*: este ensayo da a conocer el grado de compacidad de las partículas que conforman el geomaterial. (ASTM D4254-00, 2003, ASTM D4253-00, 2006).
8. *Potencial de desintegración*: con este ensayo se puede clasificar la roca como inestable, indiferente o estable (ISO 14689-1, 2003).
9. *Ensayo de compresión simple*: uno de los parámetros más importante para la mecánica de rocas se obtiene con este ensayo. Para la ejecución del mismo se requieren cuerpos de prueba que cumplan con la relación de esbeltez (Longitud / Diámetro) entre 2 hasta 2.5, estos se deben disponer en una prensa que cuente con una celda de carga y un medidor de desplazamiento LVDT, para luego ser fallados bajo cargas axiales a compresión sin la aplicación de cargas de confinamiento (ASTM D7012-14, 2014).
10. *Ensayo triaxial axisimétrico a compresión*: los parámetros de resistencia al corte, son conocidos por medio de este ensayo. El ensayo consiste en fallar cuerpos de prueba de relación de esbeltez entre 2 hasta 2.5, a diferentes presiones de confinamiento. Para lograr lo anterior se necesita un montaje de tuberías, válvulas, medidores de cambio de volumen y de desplazamiento LVDT, celda de carga, cámara para ensayo triaxial, entre los implementos principales, tal y como se presenta en la Figura 7. (ASTM D7012-14, 2014).

3.4 Caracterización geotécnica

En los trabajos de exploración se tomó las muestras de roca más representativas del macizo, Fotografía 3. Estas se sometieron a los siguientes ensayos de laboratorio: humedad natural, análisis petrográfico, límites de consistencia, granulometría, densidad relativa, desleimiento y compresión inconfiada. Los ensayos de laboratorio, a excepción del análisis petrográfico, fueron realizados en el laboratorio de geotecnia y pavimentos de la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, cumpliendo con las normas que a cada uno le competen. La elaboración de las secciones delgadas se realizó en un laboratorio particular conocido en la ciudad de Medellín como Geoensayos, mientras que el análisis petrográfico se realizó en el laboratorio de Petrografía de la Universidad Nacional. Los resultados de los ensayos sobre las propiedades índice se pueden observar en el Tabla 1, mientras que en el Tabla 2 se presentan las propiedades mecánicas de dicha roca.



Fotografía 3 Muestras tomadas del sitio de estudio.

Tabla 1. Resultados de los ensayos de laboratorio preliminares, propiedades índice

CP	Peso unitario (kNm ⁻³)	%Pasa No 200	Clasificación	Índice de durabilidad (%)	Gravedad específica	Relación de vacíos	Densidad relativa (%)
CP-1	19,8	1.5	Arenisca	0.39	2.72	0.12	98
CP-2	19,3	1.4	Arenisca	0.38	2.72	0.20	92
CP-3	19,7	1.5	Arenisca	0.35	2.72	0.14	97
CP-4	19,9	1.6	Arenisca	0.35	2.71	0.13	98
CP-5	19,7	1.5	Arenisca	0.41	2.72	0.16	95

Nota: La arenisca no presenta plasticidad, así mismo la humedad natural es de 3 %y el grado de saturación es aproximadamente 0 %.

Tabla 2. Resultados de los ensayos de laboratorio sobre propiedades mecánicas

Cuerpos de pruebas	Resistencia a la compresión simple (MPa)	Módulo de elasticidad secante. (MPa)
CP-1	1.88	104
CP-2	1.96	142
CP-3	1.90	145
CP-4	1.99	92
CP-5	1.93	116

En el Anexo A se presentan los resultados completos de todos los ensayos ejecutados. A continuación se presenta una descripción de los ensayos y resultados obtenidos.

3.4.1 Determinación del contenido de humedad

El ensayo de humedad natural se realizó sobre cinco muestras de la roca de acuerdo con la norma internacional ASTM D2216-10. El contenido de humedad de la arenisca fue de 3 %, lo cual favorece a lo que se pretende realizar con la presente tesis dado que los ensayos de compresión simple se realiza primero sobre las muestras en estado seco, posteriormente se va incrementando el grado de saturación hasta los valores deseados, para luego comparar resultados.

3.4.2 Clasificación del geomaterial

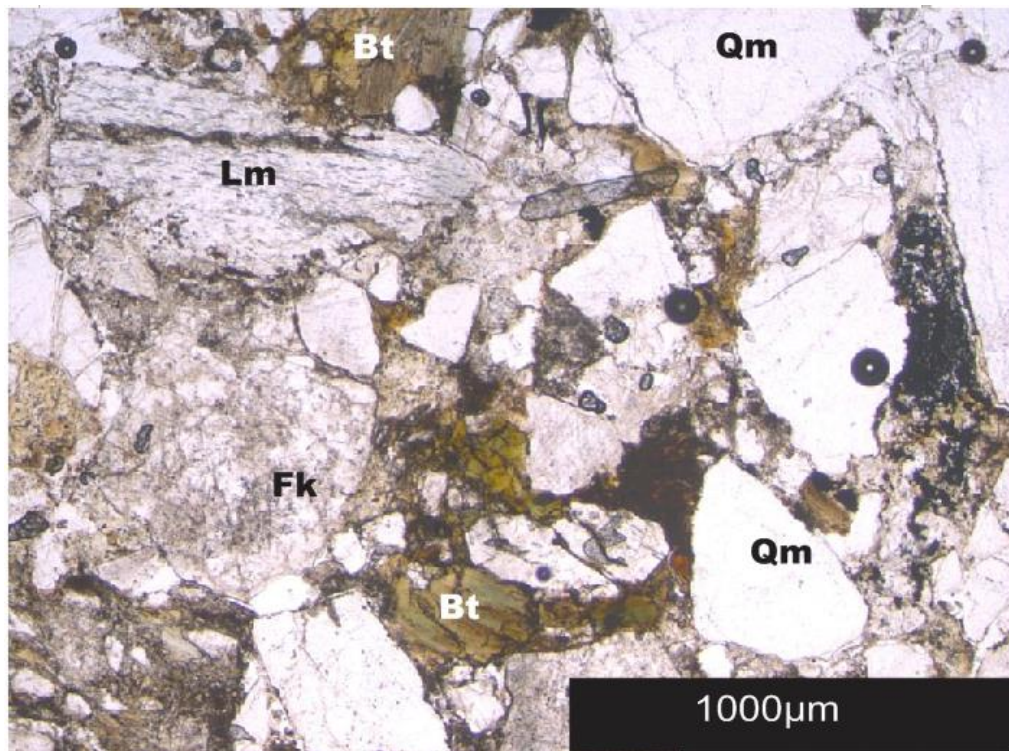
El análisis petrográfico se realizó sobre dos muestras de arenisca, Fotografía 4, y se llevó a cabo mediante un conteo de 300 granos siguiendo la metodología de Gazzi–Dickinson (Ingersoll, Bulard, Ford, Grimm, Pickle, & Sares, 1984); la cual consiste en contar los clastos tamaño arena y en considerar los componentes individuales de fragmentos de roca de mayor tamaño, para de éste modo obtener una mejor aproximación de sus atributos composicionales. En dicho análisis se emplea un microscopio petrográfico convencional de luz transmitida. A continuación se presenta la descripción de las dos muestras.



Fotografía 4. Secciones delgadas tomadas de las muestras tomadas del sitio de estudio.

Muestra 1: arenisca compuesta por clastos de tamaños arena muy gruesa: 1 mm (30 %), 1.25 mm (35 %), 1.5 mm (5 %), 1.75 mm (5 %), y arena gruesa: 0.5 mm (10 %) y 0.75 mm (15 %). La muestra presenta una proporción de clastos de 54 %, matriz de 34 %, cemento de 4 % y poros 8 %, Fotografía 5. Los clastos están compuestos principalmente por cuarzo monocristalino, además de otra variedad de especies minerales y fragmentos de roca en menor proporción, Tabla 3, los cuales presentan textura angular (40 %), subangular (35 %), subredondeada (20 %) y redondeada (5 %);

con alta esfericidad (25 %) y baja esfericidad (75 %). El tipo de contactos entre clastos predominantes es puntual (60 %), presentando en menor proporción contactos longitudinales (30 %) y flotantes (10 %). La matriz está definida por cuarzo monocristalino (70 %) y micas (moscovita, biotita y clorita: 30 %) con tamaños de arena muy fina: 0.15 mm (30 %) y arena media: 0.3 mm (70 %). Dentro de ésta se presentan minerales pesados en baja proporción (<1 %) como clinozoisita, piroxeno y turmalina. Se observa una proporción de cemento (5 %), de tipo silíceo y arcilloso. La clasificación de la arenisca según Folk (1974) es subarcosa, Figura 3.



Fotografía 5. Microfotografía muestra 1; nicoles paralelos. Lm: lítico metamórfico, Bt:biotita, Fk, feldespato potásico ,Qm: cuarzo monocristalino.

Tabla 3. Composición del armazón, muestra 1.

Mineral	Proporción (%)
Biotita	3.5
Feldespato potásico	4.5
Plagioclasa	1

Mineral	Proporción (%)
Moscovita	4.5
Líticos difusos	2
Líticos metamórficos	2
Líticos ígneos	4
Líticos sedimentarios	10
Cuarzo monocristalino	60
Cuarzo poligonal	3.5
Cuarzo de contactos suturados	5.0

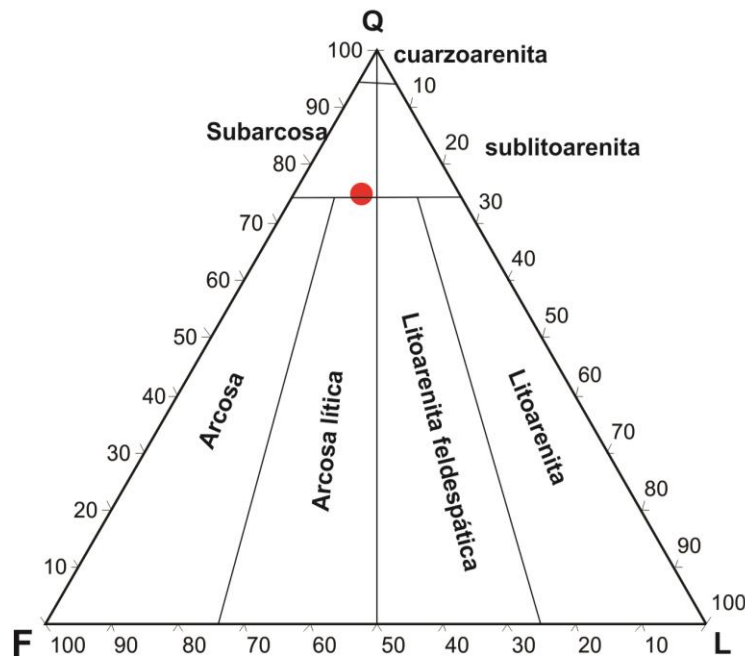
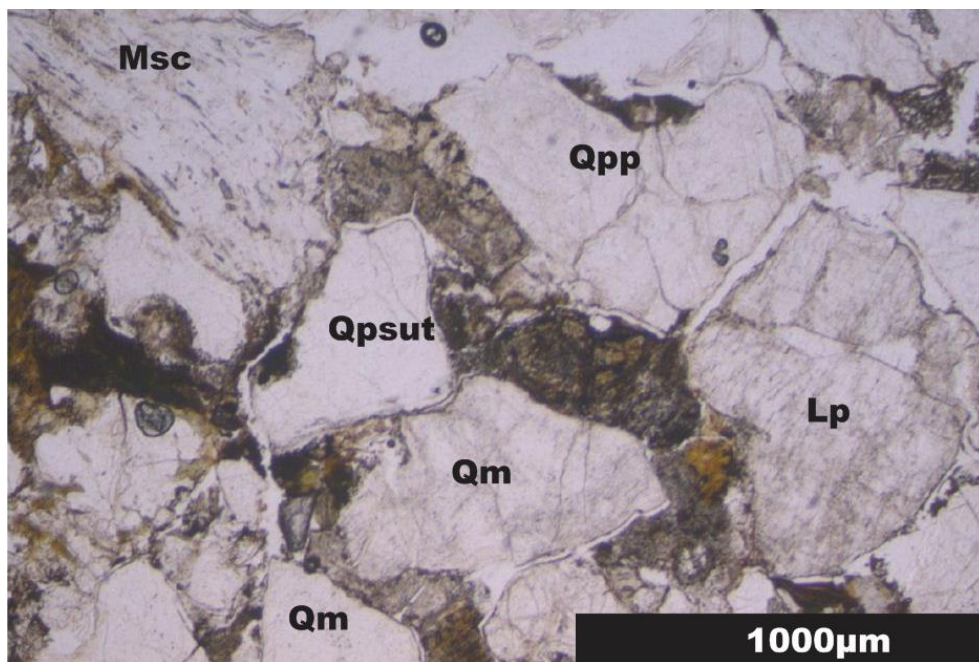


Figura 3. Clasificación de la muestra 1, Folk (1974).

Muestra 2: arenisca compuesta por clastos de tamaño: arena muy gruesa: 1 mm (30 %), 1.25 mm (30 %), 1.5 mm (15 %) 1.75 mm (5 %); y arena gruesa: 0.5 mm (5 %) y 0.75 mm (25 %). La muestra presenta una proporción de clastos de 56 %, matriz de 31 %, cemento de 5 % y poros 8 %, Fotografía 6. Los clastos están compuestos principalmente por cuarzo monocristalino, además de otra variedad de especies minerales y fragmentos de roca en menor proporción que se especifican en el Tabla 4, presentan textura angular (10 %), subangular (35 %), subredondeada (50 %) y redondeada (5 %); con alta

esfericidad (30 %) y baja esfericidad (70 %). El tipo de contactos entre clastos predominantes es puntual (60 %), presentando en menor proporción contactos flotantes (30 %) y longitudinales (10 %). La matriz está definida por cuarzo monocristalino (60 %) y micas (moscovita, biotita y clorita: 30 %), con tamaños: Limo grueso 0.05mm (20 %) y arena muy fina 0.15mm (80 %). Dentro de ésta se presentan minerales pesados en baja proporción (<1 %) como clinozoisita, piroxeno y turmalina. Se observa una proporción de cemento (5 %), de tipo silíceo y arcilloso, también se observa ocasionalmente ferruginoso. La clasificación según Folk (1974) es arcosa lítica, Figura 4.



Fotografía 6. Microfotografía muestra 2: nicoles paralelos. Msc: moscovita, Qpsut: cuarzo policristalino de contactos suturados, Qm: cuarzo monocristalino, Qpp: cuarzo policristalino poligonal, Lp: lítico plutónico.

Tabla 4. Composición del armazón, muestra 2.

Mineral	Proporción (%)
Biotita	5
Feldespato potásico	12
Plagioclasa	8
Moscovita	5
Líticos difusos	1
Líticos metamórficos	7
Líticos ígneos	3

Mineral	Proporción (%)
Cuarzo monocristalino	52
Cuarzo de contactos suturados	4
Carbonato	1
Clorita	2

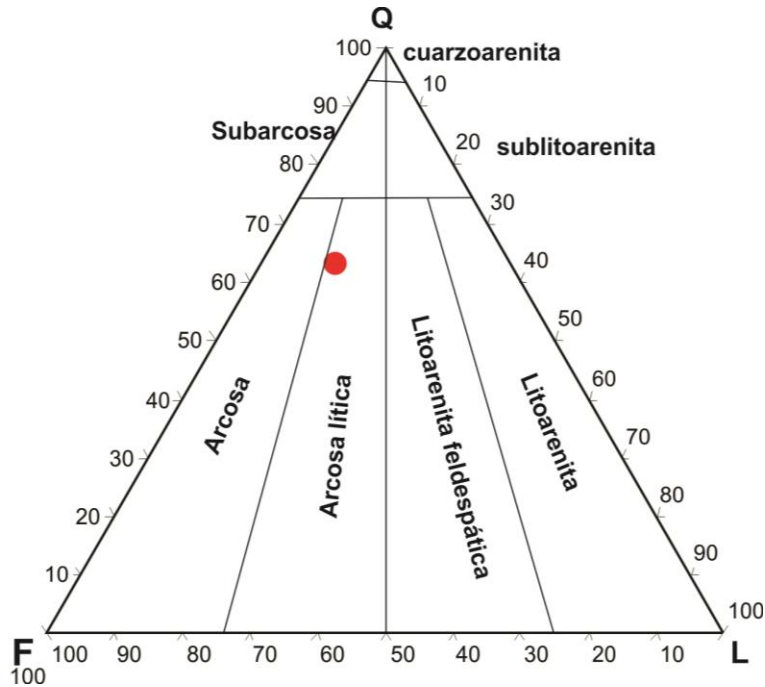


Figura 4. Clasificación de la muestra 2, Folk (1974).

3.4.3 Gravedad específica de los sólidos

El ensayo de gravedad específica de los sólidos se realizó por medio del método del picnómetro, de acuerdo con la norma ASTM D854–14. Del Tabla 1 se observa que los valores de la gravedad específica para las cinco muestras son muy similares. Este valor es útil para obtener las relaciones volumétricas y gravimétricas de la arenisca como es el caso de la relación de vacíos y los pesos unitarios, cuyos valores también son mostrados en el Tabla 1.

3.4.4 Granulometría

El ensayo de granulometría por tamizado mecánico se ejecutó según la norma ASTM D6913–04 (2009)e1. Los resultados de este ensayo se plasman a través de la curva granulométrica, Figura 5. De igual manera, por la forma de la curva se puede decir que la arena gruesa que constituye la roca está mal gradada. Los coeficientes de uniformidad y de curvatura se presentan en el Anexo A – 2.

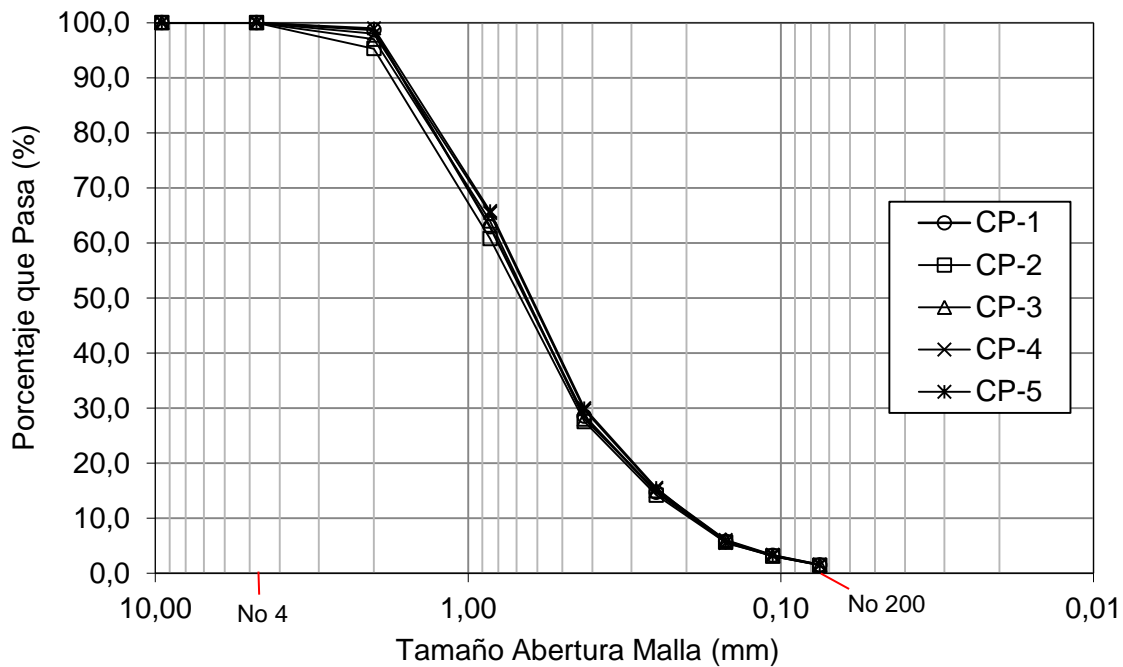


Figura 5. Curva granulométrica de la arena que conforma la arenisca.

3.4.5 Ensayo de desleimiento

El ensayo de desleimiento, el cual da como resultado el índice de durabilidad al desleimiento, se llevó a cabo según las directrices de la norma ASTM D4644–08, Fotografía 7. Los resultados de dicho ensayo se presentan en el Tabla 1. De dichos resultados se puede observar que la arenisca objeto de estudio es muy susceptible a la

abrasión por agua, dado que la durabilidad es muy baja (Suárez Burgoa, 2013). También se puede intuir que la roca en presencia de agua es muy susceptible a la erosión.



Fotografía 7. Ensayo de desleimiento.

3.4.6 Densidad relativa

Los resultados de este ensayo se presentan en el Tabla 1; sin embargo, dichos resultados no se consideran representativos dado que lograr representar la relación de vacíos mínima de la arenisca por medio de la compactación de la arena suelta que constituye la roca no es posible. Además no se puede asegurar que no hay fracturamiento de partículas por la energía aplicada.

3.4.7 Potencial de desintegración

El ensayo de desintegración de la roca se ejecutó de acuerdo con la norma ISO 14689, Fotografía 8. La estabilidad de la arenisca se clasifico como indiferente, dado que después de una semana sumergida en agua, esta se deshizo parcialmente (Suárez Burgoa, 2013).

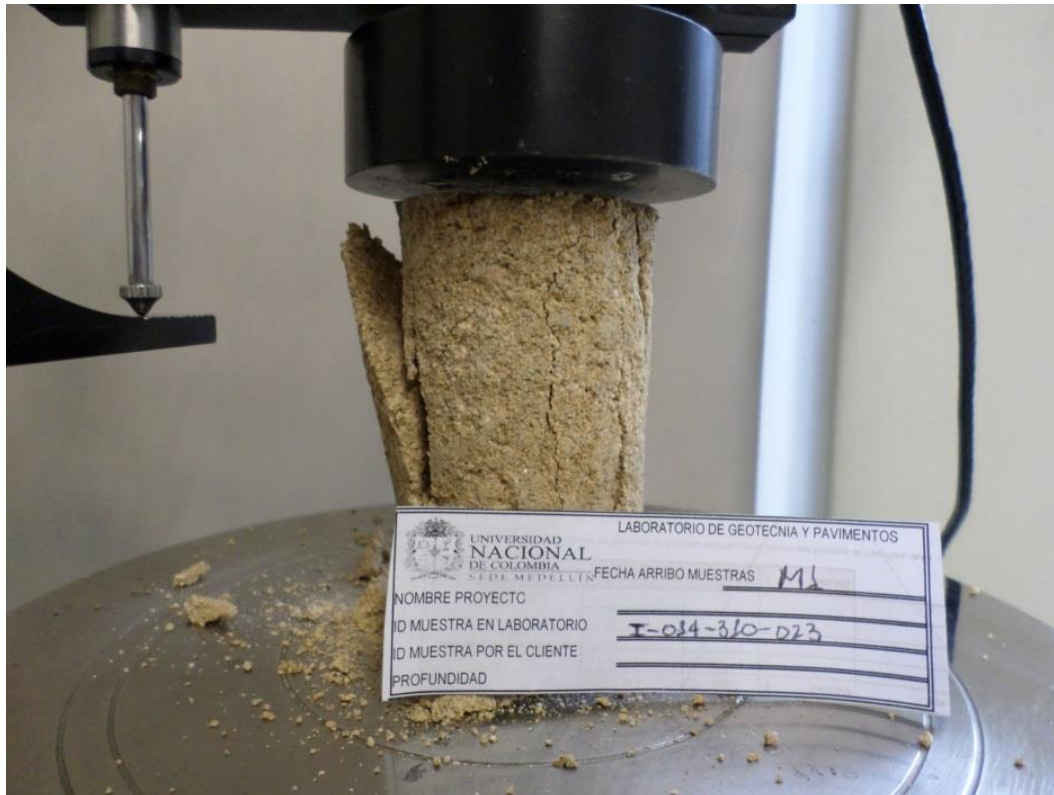


Fotografía 8. Ensayo de potencial de desintegración. Muestras de la areniscas sumergidas en agua después de una semana.

3.4.8 Ensayo de compresión simple

Los ensayos de compresión simple con medida de deformación de la arenisca en estado seco se realizaron sobre 5 cuerpos de prueba, de acuerdo con la norma ASTM D7012–14, Fotografía 9. Los resultados de resistencia a la compresión simple y los módulos de elasticidad tangentes se presentan en el Tabla 2, mientras que las curvas esfuerzo–deformación son presentadas en el capítulo 5. De dichos resultados se puede decir en primera instancia, que son valores característicos de las areniscas (Suárez Burgoa,

2013). Para lograr el estado seco, los cuerpos de prueba fueron secados al horno por un tiempo no menor a 24 horas a una temperatura promedio de 110 grados Celsius.



Fotografía 9. Ensayo de compresión simple. Después de terminado en ensayo.

3.4.9 Ensayo triaxial a compresión (condiciones axisimétricas)

Los ensayos triaxiales se realizaron sobre cuatro cuerpos de prueba en estado seco de acuerdo con la norma ASTM D7012–14, las presiones de confinamiento fueron 50 kPa, 100 kPa y 200 kPa, Fotografía 10. Los parámetros de resistencia efectivos c' y ϕ' dieron como resultados 46 kPa y 73 grados, respectivamente, los cuales son valores típicos de areniscas (Suárez Burgoa, 2013). Las curvas de esfuerzo–deformación son presentadas en el capítulo 5.



Fotografía 10. Ensayo triaxial axisimétrico a compresión. Durante la ejecución del ensayo.

3.4.10 Obtención de la curva de retención (succión) a partir de la distribución de los granos (curva granulométrica).

Con el fin de validar la hipótesis que los excesos de presión de aire son iguales a los excesos de presión de agua en los intersticios de la arenisca durante el proceso de saturación de la misma, es conveniente obtener la curva de retención de la arenisca a partir de la curva granulométrica de la misma de acuerdo con las teorías desarrolladas por Fredlund et al (1997).

En la Figura 6 se presenta la curva de retención de la arenisca, la cual fue obtenida por medio del software GEOSTUDIO 2012. Los parámetros requeridos para la obtención de la curva de retención son el contenido de agua volumétrico en el estado de saturación ($0.26 \text{ m}^3/\text{m}^3$), el diámetro de las partículas que pasan el 10 % (0.20 mm), el diámetro de

las partículas que pasan el 60 % (0.80 mm), y si cuentan con algo de plasticidad, el límite líquido (geomaterial no plástico).

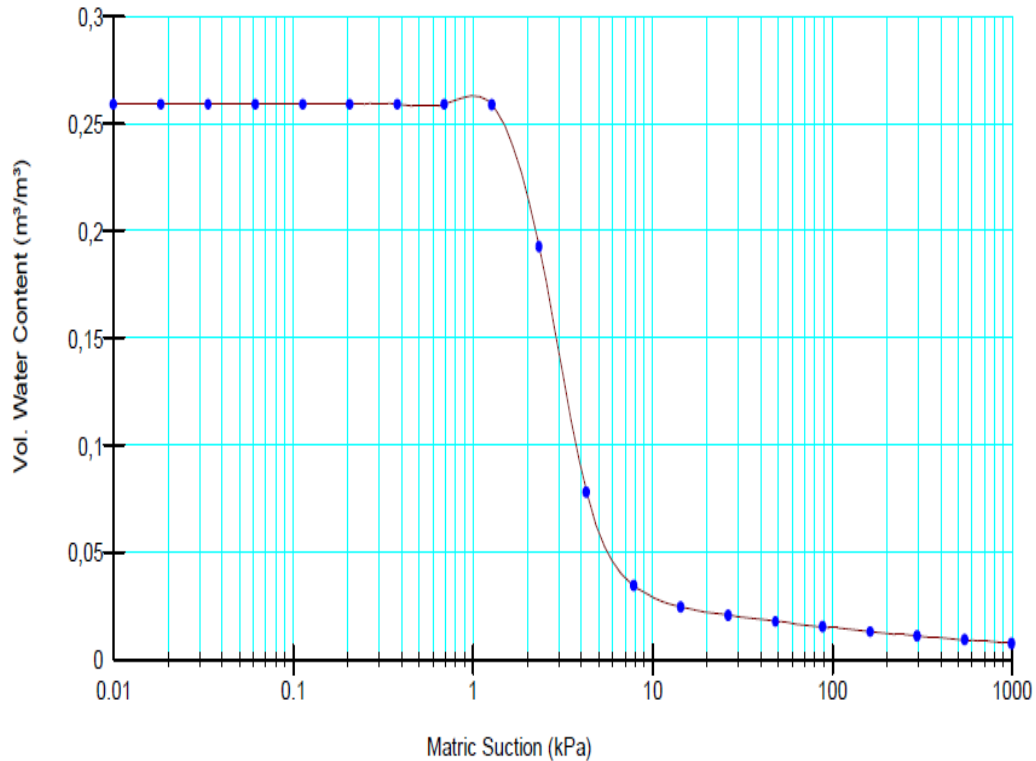


Figura 6. Curva de retención de la arenisca a partir de la curva granulometría. Generada el software GEOSTUDIO 2012.

De la Figura 6 se observa que el valor de la succión para una humedad volumétrica de aproximadamente 0.025 (*v.gr.* casi seco) es de 10 kPa, razón por la cual la suposición de que las presiones de aire y las de agua en los intersticios de la arenisca es aplicable.

4. Metodología

El presente capítulo describe el conjunto de ensayos de laboratorio realizados con el fin de lograr el objetivo principal de esta tesis que es el obtener la curva de correlación entre el grado de saturación y la resistencia a la compresión uniaxial.

4.1 Preparación de cuerpos de prueba

Los cuerpos de prueba fueron tallados manualmente de las muestras extraídas en campo, Fotografía 11, debido a que la baja resistencia de la roca no favorece la obtención de núcleos con taladro y brocas de diamante. En total se tallaron 36 cuerpos de prueba, cumpliendo con la relación de esbeltez entre 2 hasta 2.5, los cuales fueron secados al aire por un periodo de tiempo de diez días, Fotografía 12. Cinco de los 36 cuerpos de prueba fueron utilizados para los ensayos de compresión uniaxial en estado seco, que se consignan en el Tabla 2, página 27 del capítulo anterior.



Fotografía 11. Labrado manual de cuerpos de prueba.



Fotografía 12. Cuerpos de prueba tallados manualmente.

4.2 Proceso de saturación

Conocido el tipo de roca que se está estudiando, se procede con el montaje de los cuerpos de prueba en la celda para ensayos triaxiales para la saturación y posterior ensayo de resistencia a la compresión uniaxial de los mismos, el cual es equivalente al ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU–*Triaxial Test*) que se practica en suelos.

Para el proceso de saturación se utilizaron las recomendaciones dadas por Fredlund y Rahardjo (1993), y Makhnenko y Labuz (2013). El procedimiento de saturación, para un ensayo triaxial en suelo, consiste en dos etapas cíclicas; la primera es suministrar contrapresión a la muestra (δu_w) y posteriormente, en condiciones no drenadas, medir el parámetro B . Lo anterior se repite hasta saturar la muestra, *v.gr.*, hasta que la variable B llegue entre 0.95 y 1 (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012) (Makhnenko & Labuz, 2013). Para suministrar contrapresión en la muestra se deben mantener abiertas las válvulas A y C, Figura 7. Para aplicar confinamiento se tiene que mantener abierta la válvula D. Por otro lado, para realizar la medición del parámetro B se deben cerrar las válvulas A y C, y se mantienen abiertas las válvulas D y B.

La finalidad del proceso de saturación es obtener dos curvas; una que correlacione el valor del parámetro B para determinados grados de saturación (S) en el intervalo de 0 % hasta 100 % y la otra que correlacione las contrapresiones aplicadas para los mismos grados de saturación. Por tal razón, los cuerpos de prueba se montaron completamente secos, previo a la toma de datos iniciales, para luego ser sometidos a una contrapresión de 15 kPa y una presión de confinamiento de 20 kPa. El conjunto de cargas aplicadas se deja actuando sobre el cuerpo de prueba por un periodo de tiempo de una hora, posteriormente se realiza la medición del parámetro B .

El anterior procedimiento se debe repetir para incrementos tanto de la contrapresión como del confinamiento manteniendo la diferencia entre ambos de 5 kPa, hasta que se logre la saturación del cuerpo de prueba, *v.gr.*, B alcance valores entre 0.97 y 1. Cabe anotar que los incrementos que se realicen al principio del proceso de saturación deben

ser pequeños, entre 10 kPa y 20 kPa, en comparación con los que se requiere para alcanzar la saturación completa, entre 100 kPa y 150 kPa.

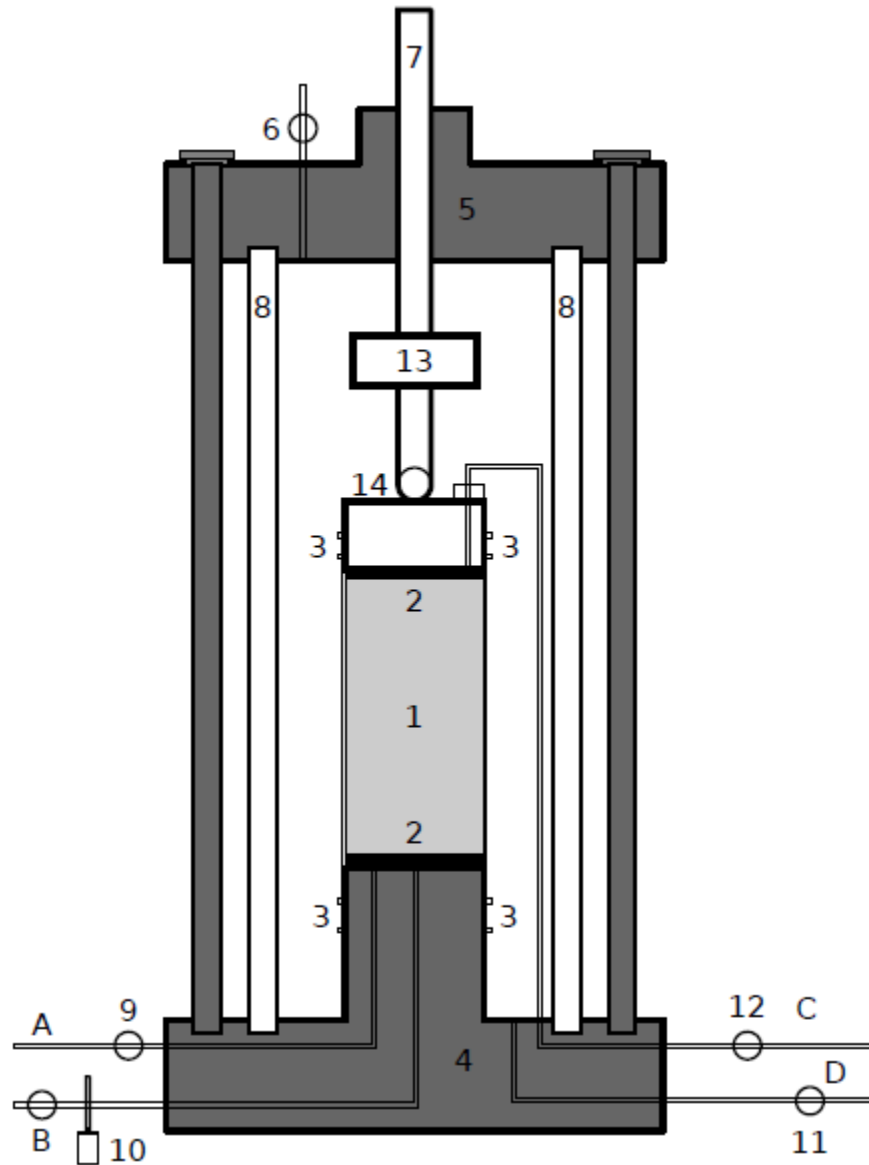


Figura 7. Esquema de las partes y válvulas de la celda para el ensayo triaxial convencional en suelo extensible a rocas, tomado de Ho and Fredlund (1982); 1 muestra, 2 piedra porosa, 3 sellos de caucho, 4 pedestal, 5 cabezal superior, 6 válvula de liberación de presión, 7 embolo de carga, 8 cilindro de lucita, 9 control de presión intersticial e indicador de cambio de volumen, 10 transductor de presión (medida de la presión intersticial), 11 control de presión de confinamiento, 12 control de presión intersticial e indicador de cambio de volumen, 13 celda de carga.

En cuanto a las propiedades del geomaterial, para saber la porosidad de la muestra (v), se debe conocer la cantidad de agua que ha ingresado a la misma durante todo el

proceso de saturación, dado que dicho volumen es aproximadamente igual al volumen de los intersticios. Conocido el volumen total de la muestra se realiza el cociente entre el volumen de los intersticios y el total para obtener la porosidad, Ecuación 5b del capítulo 2 numeral 2.2.2. De igual manera se debe evaluar la compresibilidad del geomaterial al final del proceso de saturación, para tal fin se aplica un confinamiento dado con las válvulas A y C abiertas, Figura 7, para medir el cambio de volumen sufrido por el cuerpo de prueba. De esta manera se procede a calcular la compresibilidad de la arenisca de acuerdo con la Ecuación 5a del capítulo 2 del numeral 2.2.2.

Una vez realizado el proceso de saturación, y conociendo las propiedades del material y del fluido, se usó la Ecuación 4 (capítulo 2 del numeral 2.2.2.) para obtener la relación entre el parámetro B y S . El valor usado para el coeficiente de solubilidad del gas (*v.gr.* el aire) fue de 0.017 para una temperatura ambiente de 25 grados Celsius, según recomiendan Fredlund et al. (2012). El valor de la presión atmosférica con el que se trabajó fue en promedio 85.1 kPa, el cual fue medido en el laboratorio por medio de un termohigrómetro durante un semana. El anterior procedimiento se practicó sobre seis cuerpos de prueba, y se realizó comparación de la información obtenida.

4.3 Ensayo de compresión simple con diferentes grados de saturación

Como se mencionó anteriormente el ensayo de resistencia a la compresión uniaxial a diferentes grados de saturación es equivalente al ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU-TXC) que se practica en suelos, siempre y cuando la diferencia entre la presión de confinamiento y la contrapresión (presión intersticial) sea aproximadamente cero.

Una vez obtenida las curvas de correlación de la saturación, se debe identificar con cuantos grados de saturación se va a trabajar dependiendo del grado de confiabilidad de las curvas obtenidas. Lo ideal es trabajar con por lo menos 3 grados de saturación y una confiabilidad mayor o igual al 80 %.

Luego del anterior análisis, se deben montar los cuerpos de prueba secos en el equipo para ensayos triaxiales para iniciar saturación de los mismos de acuerdo con la contrapresión y el parámetro B adecuados para alcanzar las saturaciones deseadas. Terminado el proceso de saturación, se inicia la etapa de falla de los cuerpos de prueba, la cual se debe llevar a cabo con las válvulas A y C cerradas y las válvulas B y D abiertas. La velocidad de falla que se adoptó para esta investigación fue en promedio de 0.5 milímetros por minuto, en concordancia con las recomendaciones dadas por la norma ASTM D7012–14 para los ensayos triaxiales.

Terminada la etapa de falla, se procede a elaborar la Curva esfuerzo–deformación unitaria axial y la curva exceso de presión intersticial–deformación unitaria, para luego calcular la resistencia a la compresión uniaxial y los módulos de elasticidad tangentes.

4.4 Ensayos triaxiales consolidados no drenados

La finalidad de este ensayo es conocer cómo pueden llegar a variar los parámetros de resistencia con el aumento del grado de saturación. Para tal fin se debe hacer un montaje muy similar al realizado para los ensayos a compresión simple con diferentes grados de saturación, el proceso de saturación de las muestras es el mismo, la diferencia radica en que para este ensayo se deben fallar tres cuerpos de prueba con el mismo grado de saturación pero con diferentes presiones de confinamiento; para el caso saturado las presiones de confinamiento utilizadas fueron 100 kPa, 200 kPa y 400 kPa, para el resto de grados de saturación se trabajó con 50 kPa, 100 kPa y 200 kPa, con el fin de no exceder la capacidad máxima de la celda de carga del equipo triaxial.

Antes de la etapa de falla se debe consolidar isotrópicamente la muestra, con el fin de garantizar que el exceso de presión intersticial inmediatamente antes de la etapa de falla sea cero, (Bishop & Henkel, 1962). Lo anterior depende de la contrapresión correspondiente a la saturación deseada; para consolidar la muestra a las presiones de confinamiento dadas se hacen aumentos progresivos de presiones no menores a cinco

incrementos durante un periodo de tiempo de aplicación tal que se disipen los excesos de presión intersticial para cada incremento.

Considerando que el equipo para generar la falla en los cuerpos de prueba trabaja a deformación controlada, la velocidad de falla que se adopta para este ensayo es de 1 % de la altura del cuerpo de prueba por hora, (Finno, Harris, Mooney, & Viggiani, 1996). Terminada la etapa de falla, se procede a elaborar la curva esfuerzo–deformación unitaria, la curva exceso de presión intersticial–deformación unitaria, los diagramas $q-p'$, las trayectorias de esfuerzos efectivas (Lambe & Whitman, 1969). Luego se calculan el ángulo de fricción interna y el ángulo máximo de dilatación (Rowe P. W., 1962).

5.Resultados, análisis y discusión

5.1 Resultados ensayos de compresión simple

Los primeros ensayos ejecutados fueron los de compresión simple, Fotografía 9, los cuales se realizaron por medio de una prensa HUMBOLT MASTER LOADER HM3000, equipada con dos celdas de carga (de 2.5 kN y 50 kN de capacidad) y un medidor de desplazamiento *LVDT*. La razón por la cual se inició con estos ensayos fue para verificar que las cargas de rotura obtenidos no excedan la capacidad del equipo triaxial (10 kN) en la etapa de saturación de los cuerpos de prueba. El resumen de los resultados se presenta en el Tabla 1, mientras que las curvas esfuerzo–deformación se presentan a continuación.

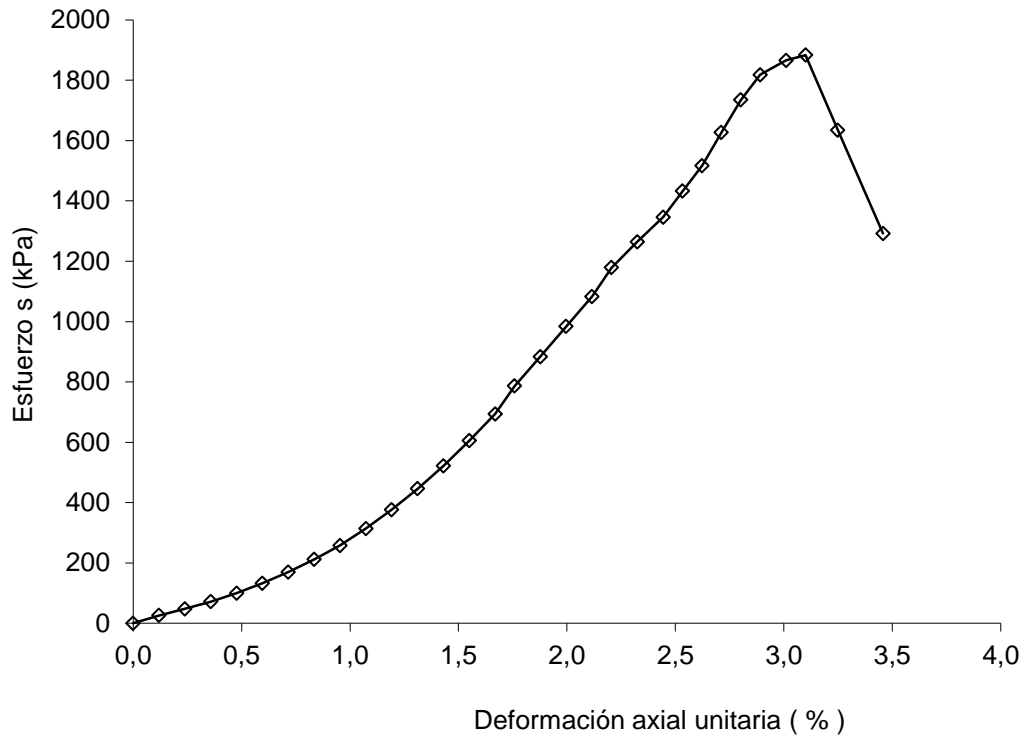


Figura 8. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria de cuerpo de prueba No 1.

Tabla 5. Resultados del ensayo de compresión simple del cuerpo de prueba No 1.

Peso del espécimen (g)	396.69	Área del espécimen (m ²)	1.89 (10 ⁻³)
Longitud del espécimen (mm)	98.12	Volumen del espécimen (m ³)	1.85 (10 ⁻⁴)
Diámetro del espécimen (mm)	49.05	Peso unitario seco (kNm ⁻³)	20.97
Esfuerzo Máximo de Rotura (kPa)	1883.03	Duración del ensayo (minutos)	7
Carga Máxima de Rotura (kN)	3.90	Módulo de Young E ₅₀ (MPa)	49.27

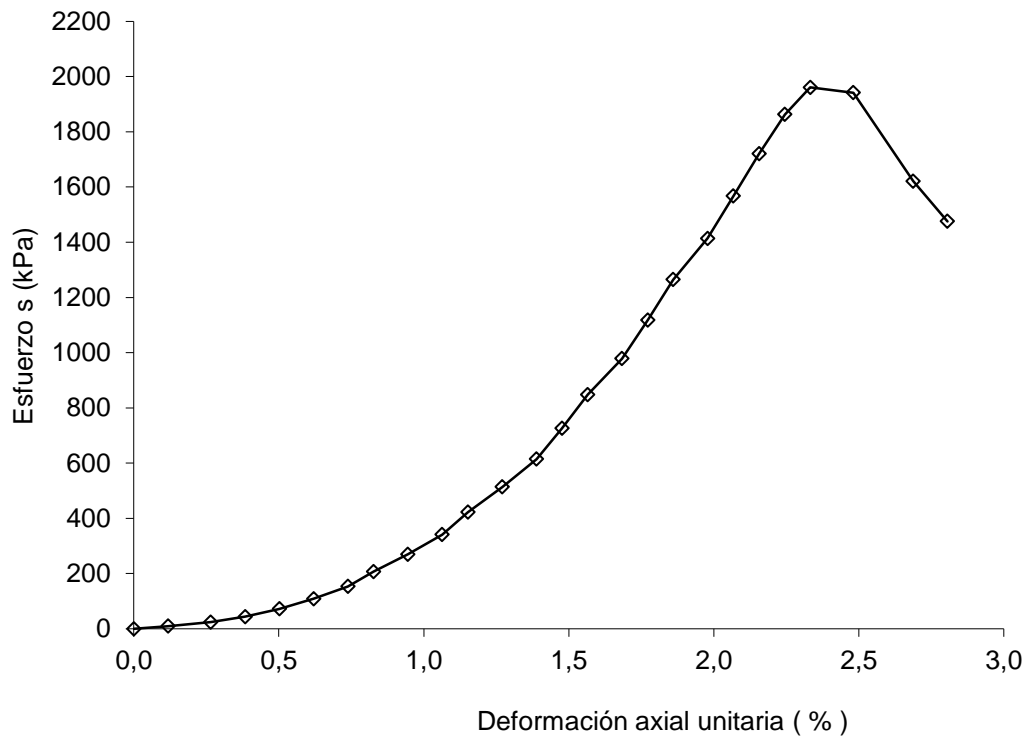


Figura 9. Curva esfuerzo–deformación axial unitaria de cuerpo de prueba No 2.

Tabla 6. Resultados del ensayo de compresión simple del cuerpo de prueba No 2.

Peso del espécimen (g)	385.18	Área del espécimen (m ²)	1.92 (10 ⁻³)
Longitud del espécimen (mm)	99.03	Volumen del espécimen (m ³)	1.90 (10 ⁻⁴)
Diámetro del espécimen (mm)	49.46	Peso unitario seco (kNm ⁻³)	19.86
Esfuerzo Máxima de Rotura (kPa)	1960.39	Duración del ensayo (minutos)	6
Carga Máxima de Rotura (kN)	3.86	Módulo de Young E ₅₀ (MPa)	58.11

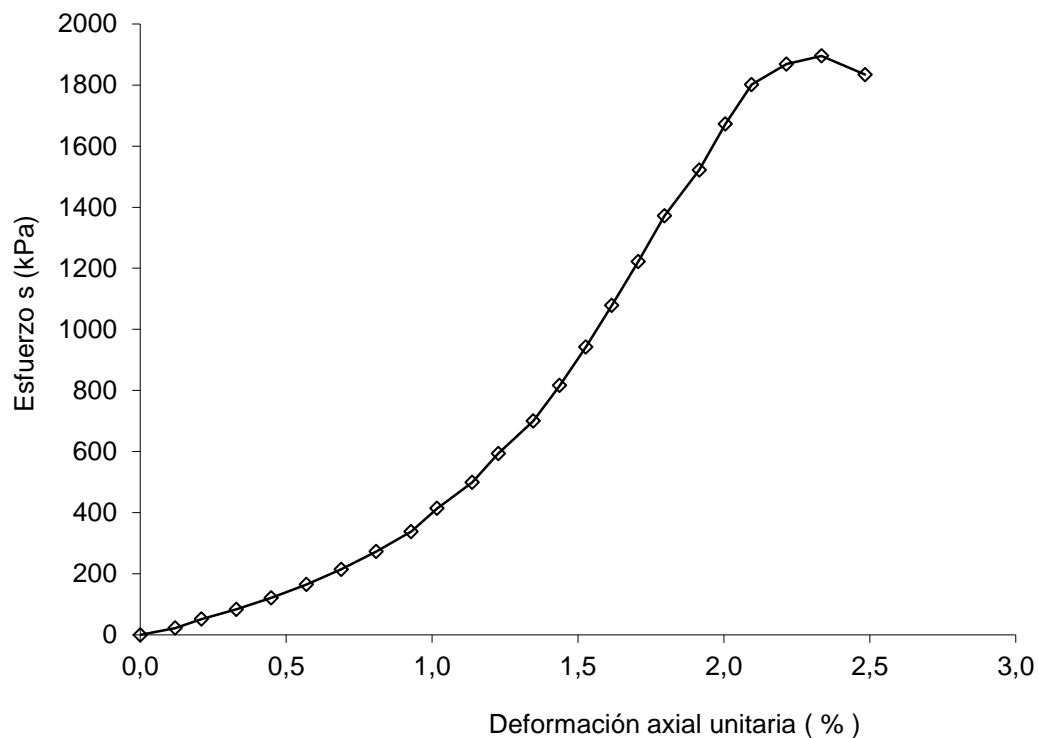


Figura 10. Curva esfuerzo–deformación axial unitaria de cuerpo de prueba No 3.

Tabla 7. Resultados del ensayo de compresión simple del cuerpo de prueba No 3

Peso del espécimen (g)	370.43	Área del espécimen (m ²)	1.87 (10 ⁻³)
Longitud del espécimen (mm)	97.70	Volumen del espécimen (m ³)	1.83 (10 ⁻⁴)
Diámetro del espécimen (mm)	48.82	Peso unitario seco (kNm ⁻³)	19.85
Esfuerzo Máxima de Rotura (kPa)	1895.07	Duración del ensayo (minutos)	5
Carga Máxima de Rotura (kN)	3.67	Módulo de Young E0m (MPa)	61.72

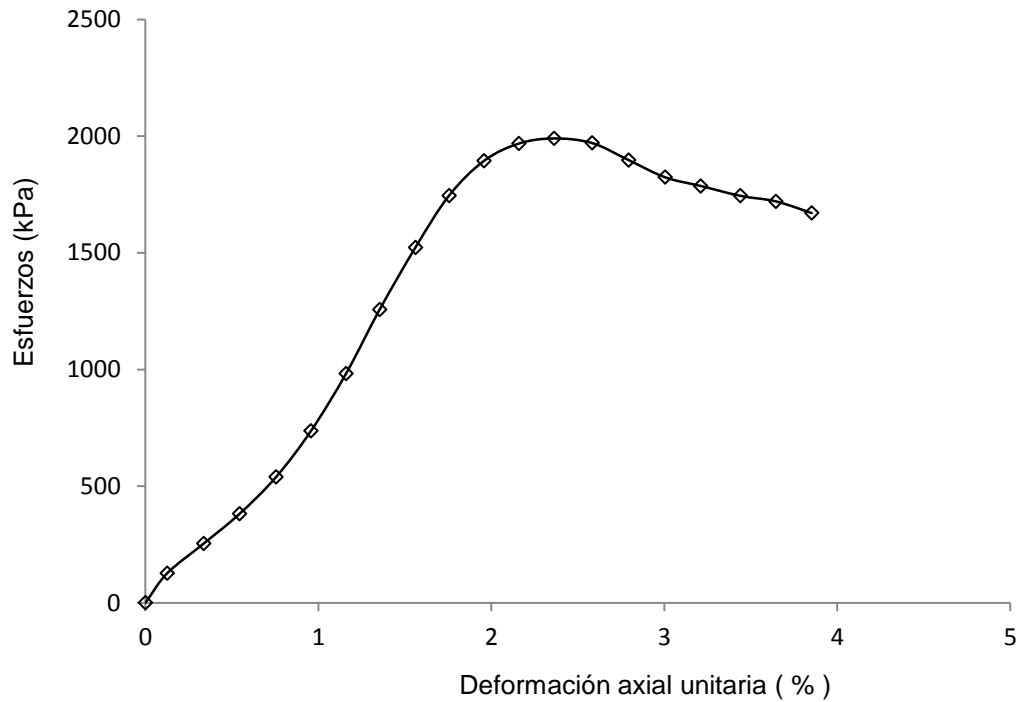


Figura 11. Curva esfuerzo–deformación axial unitaria de cuerpo de prueba No 4.

Tabla 8. Resultados del ensayo de compresión simple del cuerpo de prueba No 4

Peso del espécimen (g)	345.76	Área del espécimen (m ²)	1.80 (10 ⁻³)
Longitud del espécimen (mm)	97.75	Volumen del espécimen (m ³)	1.76 (10 ⁻⁴)
Diámetro del espécimen (mm)	47.86	Peso unitario seco (kNm ⁻³)	19.29
Esfuerzo Máxima de Rotura (kPa)	1990	Duración del ensayo (minutos)	8
Carga Máxima de Rotura (kN)	3.77	Módulo de Young E _{0m} (MPa)	77

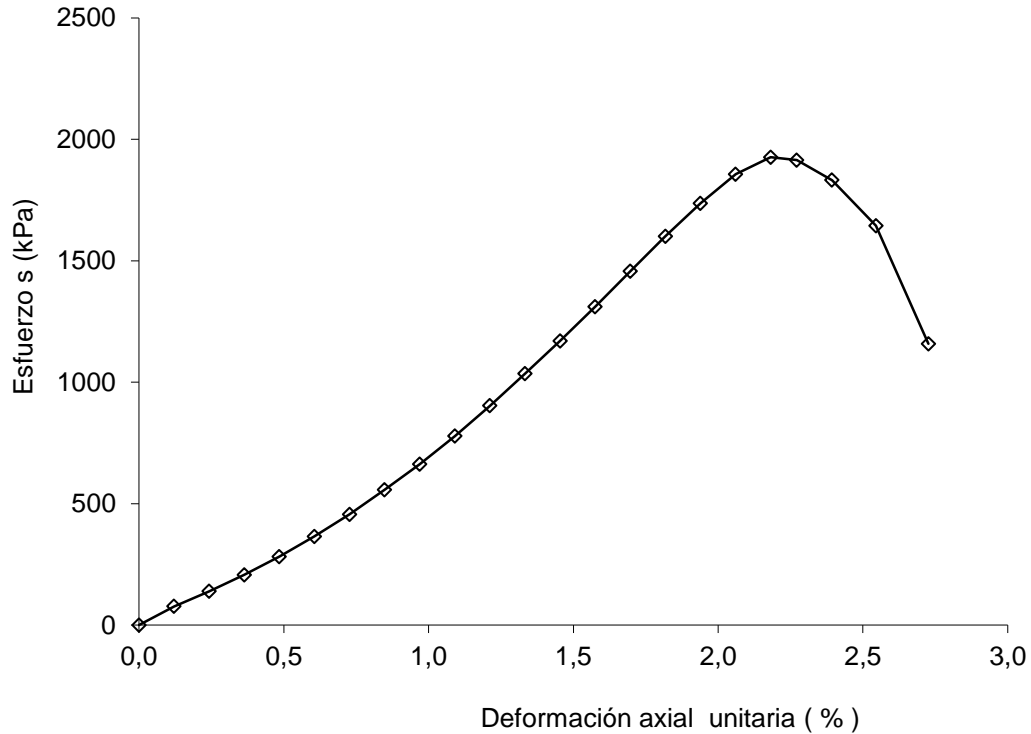


Figura 12. Curva esfuerzo–deformación axial unitaria de cuerpo de prueba No 5

Tabla 9. Resultados del ensayo de compresión simple del cuerpo de prueba No 5

Peso del espécimen (g)	342.46	Área del espécimen (m ²)	1.83 (10 ⁻³)
Longitud del espécimen (mm)	96.54	Volumen del espécimen (m ³)	1.77 (10 ⁻⁴)
Diámetro del espécimen (mm)	48.25	Peso unitario seco (kNm ⁻³)	19.01
Esfuerzo Máxima de Rotura (kPa)	1926	Duración del ensayo (minutos)	5.5
Carga Máxima de Rotura (kN)	3.64	Módulo de Young E _{0m} (MPa)	74

De los resultados se puede inferir que la resistencia a la compresión simple presenta una buena tendencia, puesto que la diferencia más alta en cuanto a los valores obtenidos con respecto a la media de los mismos es de 59 kPa, lo cual en la práctica es un valor aceptable, Tabla 10. Sin embargo, lo anterior no sucede con los módulos elásticos secantes dado que la diferencia entre los resultados y la media aritmética es considerable, 28 MPa, Tabla 11. Lo anterior también se observa en la Figura 13, la Figura 14 y en la Figura 15.

Tabla 10. Comparación de los resultados de la resistencia a la compresión simple y la media aritmética de los mismos, obtenidos del ensayo de compresión inconfiada.

Cuerpos de prueba	Resistencia a la compresión simple (kPa)	Diferencia entre los valores de resistencia a la compresión simple y la media aritmética (kPa)
CP-1	1883	-48
CP-2	1960	29
CP-3	1895	-36
CP-4	1990	59
CP-5	1926	-5
Media aritmética	1930	--

Tabla 11. Comparación de los resultados de los módulos de elasticidad secantes y la media aritmética de los mismos, obtenidos del ensayo de compresión inconfiada.

Cuerpos de prueba	Módulo de elasticidad secante, 50 % de la carga máxima (MPa)	Diferencia entre los valores de módulos elásticos secantes y la media aritmética (MPa)
CP-1	104	-16
CP-2	142	22
CP-3	145	25
CP-4	92	-28
CP-5	116	-4
Media aritmética	120	--

De la Figura 15 también se puede observar el comportamiento de tipo frágil de la arenisca, dado que se alcanza resistencia pico en poca deformación unitaria. Este tipo de comportamiento es típico de arenas densas (Bishop & Henkel, 1962). Cuatro de los cinco cuerpos presentaron con comportamiento muy similar, Figura 15.

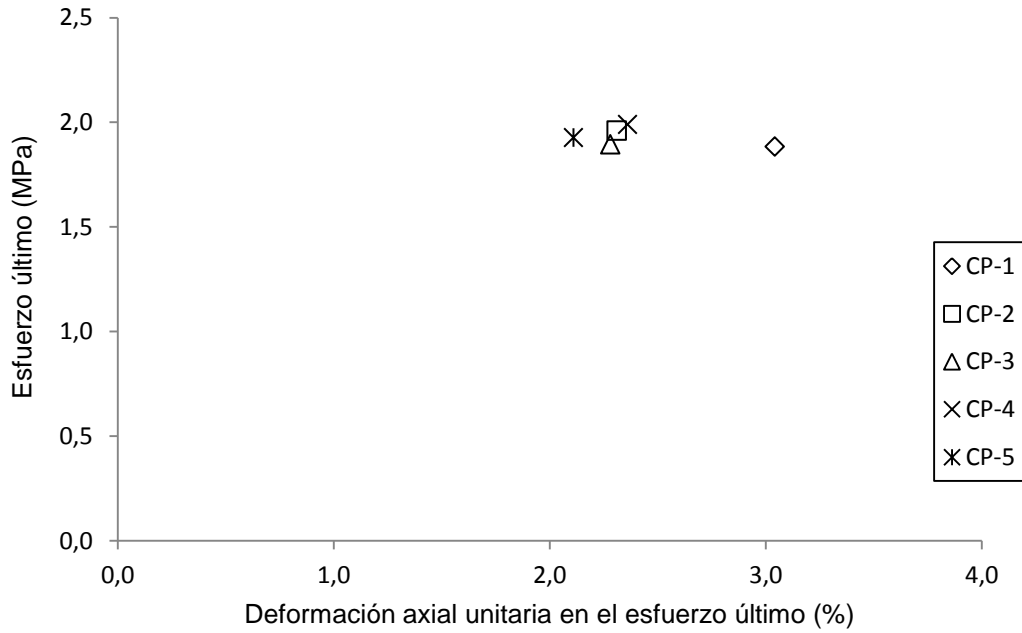


Figura 13. Esfuerzo último vs deformación unitaria en el esfuerzo último.

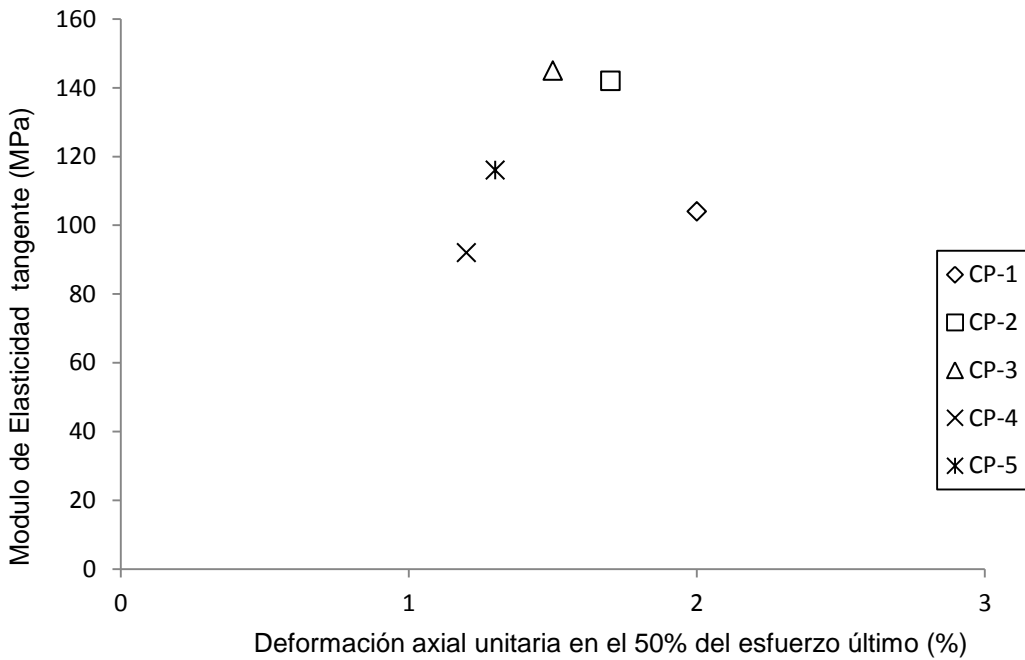


Figura 14. Módulo de elasticidad tangente vs deformación unitaria en el 50 % del esfuerzo último.

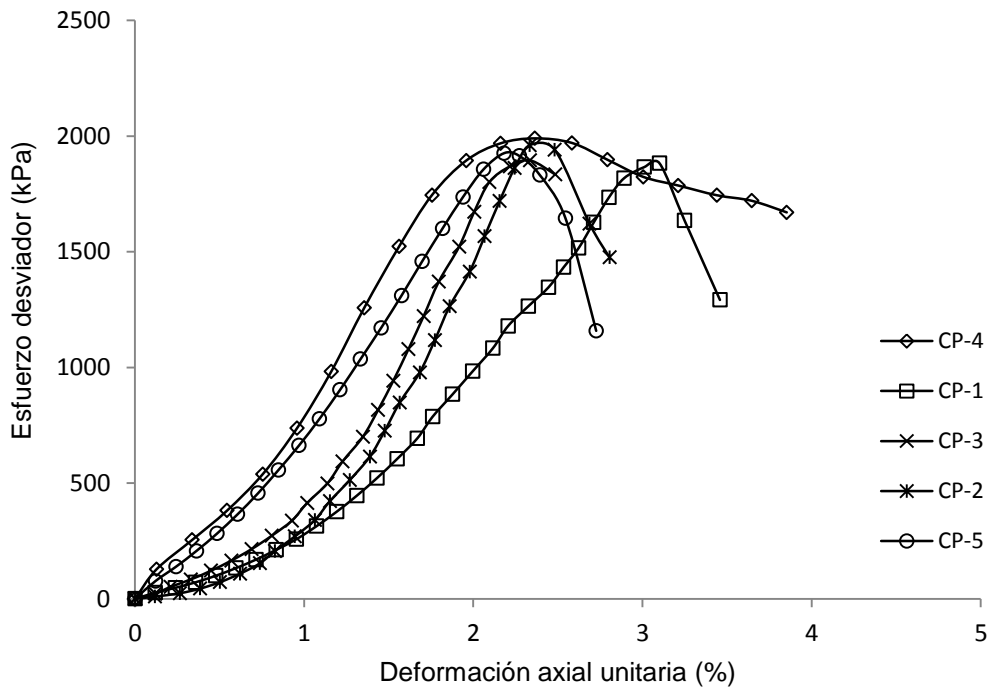


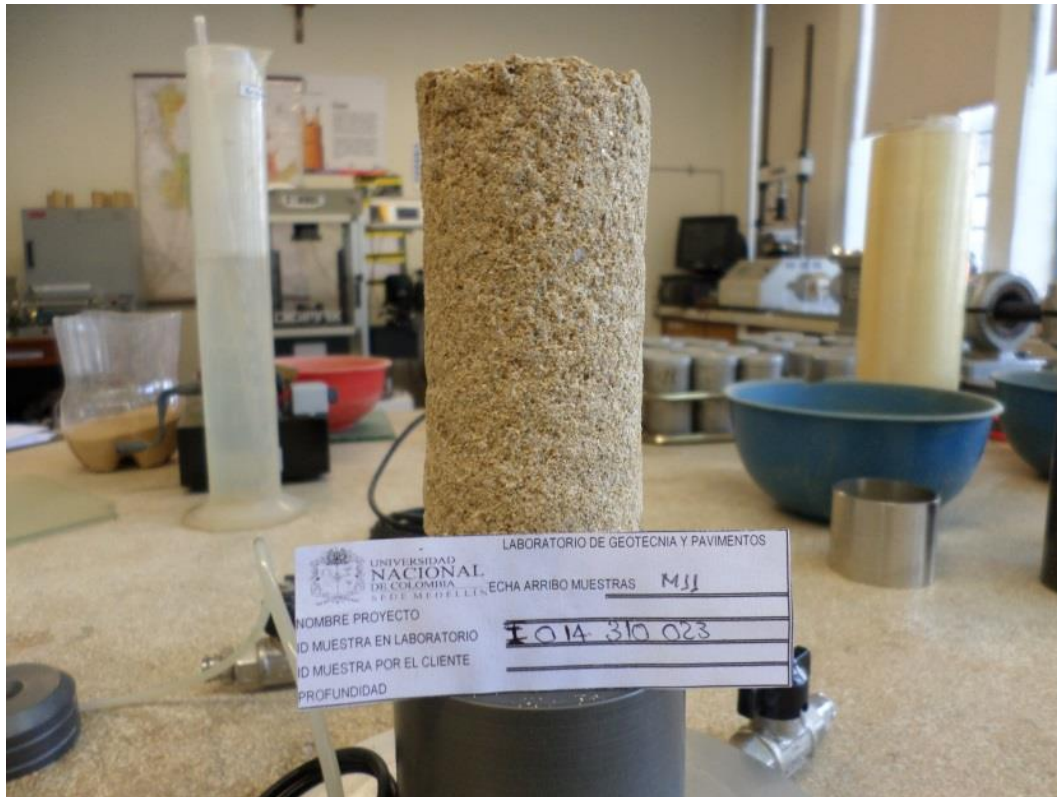
Figura 15. Curvas esfuerzo–deformación unitaria de los cinco cuerpos de prueba.

5.2 Resultados del proceso de saturación

Para el proceso de saturación se emplearon seis cuerpos de prueba, los cuales fueron montados totalmente secos en el equipo para ensayos triaxiales en suelos, Fotografía 13. El proceso de saturación se inició, una vez los datos primarios de los cuerpos de prueba eran tomados (dimensiones y pesos).

El conjunto de presiones con la que inicia el proceso de saturación es 15 kPa de contrapresión y 20 kPa de confinamiento; lo anterior teniendo en cuenta los resultados de la validación sobre el material sintético (*ver Anexo B*). Los incrementos tanto en la contrapresión como en el confinamiento, se hacen dependiendo de cómo responde la muestra a los mismos, en este caso, al principio de la saturación, dichos incrementos fueron realizados entre 10 kPa y 20 kPa, mientras que al final del proceso, la saturación completa requiere de incrementos mucho mayores del orden de 100 kPa a 150 kPa. Lo

anterior tiene como finalidad obtener una curva de correlación que abarque diversos grados de saturación.



Fotografía 13. Cuerpo de prueba No 11 antes del proceso de saturación.

Como se mencionó en el capítulo 2, para obtener la relación entre la saturación y el parámetro B , es fundamental obtener tanto la compresibilidad como la porosidad del material, lo cual se logra al final de la etapa de saturación gracias al equipo de medición de cambios de volúmenes y al transductor de presión de poros, Fotografía 10. A continuación se presenta el resumen de las porosidades y compresibilidades en el Tabla 12, así como también los resultados obtenidos de B y S en el Tabla 13.

Confinamiento (kPa)	Contrapresión (kPa)	CP-6		CP-7		CP-8		CP-9		CP-10		CP-11	
		<i>B</i>	<i>S</i>	<i>B</i>	<i>S</i>	<i>B</i>	<i>S</i>	<i>B</i>	<i>S</i>	<i>B</i>	<i>S</i>	<i>B</i>	<i>S</i>
290	285	--	--	--	--	0.88	0.95	--	--	--	--	--	--
305	300	0.79	0.93	--	--	--	--	0.94	0.98	0.93	0.99	0.96	1
325	320	--	--	0.81	0.96	--	--	--	--	--	--	--	--
330	325	--	--	--	--	0.95	0.99	--	--	--	--	--	--
355	350	--	--	--	--	--	--	0.96	0.99	0.94	0.99	--	--
395	390	--	--	0.87	0.98	--	--	--	--	--	--	--	--
405	400	0.95	1	--	--	--	--	0.97	0.99	0.97	1	0.97	1
445	440	--	--	0.88	0.98	--	--	--	--	--	--	--	--
475	470	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0.98	1
505	500	--	--	0.92	0.99	--	--	--	--	--	--	--	--

Nota: *B* parámetro de Skempton. *S* grado de saturación.

Del Tabla 13 se observa que para alcanzar saturaciones de aproximadamente 50 %, solo se requiere de contrapresiones de 40 kPa a 60 kPa, mientras que para alcanzar saturación completa, la arenisca requiere contrapresiones hasta de 400 kPa a 500 kPa, por un periodo de tiempo de tres a cuatro días. De acuerdo con los resultados obtenidos se presentan las gráficas que correlacionan *B* y *S*, mediante las Figuras 16, 17, 18, 19, 20, y 21, las cuales muestran que se alcanzó saturación completa en los cuerpos de prueba 6, 10 y 11.

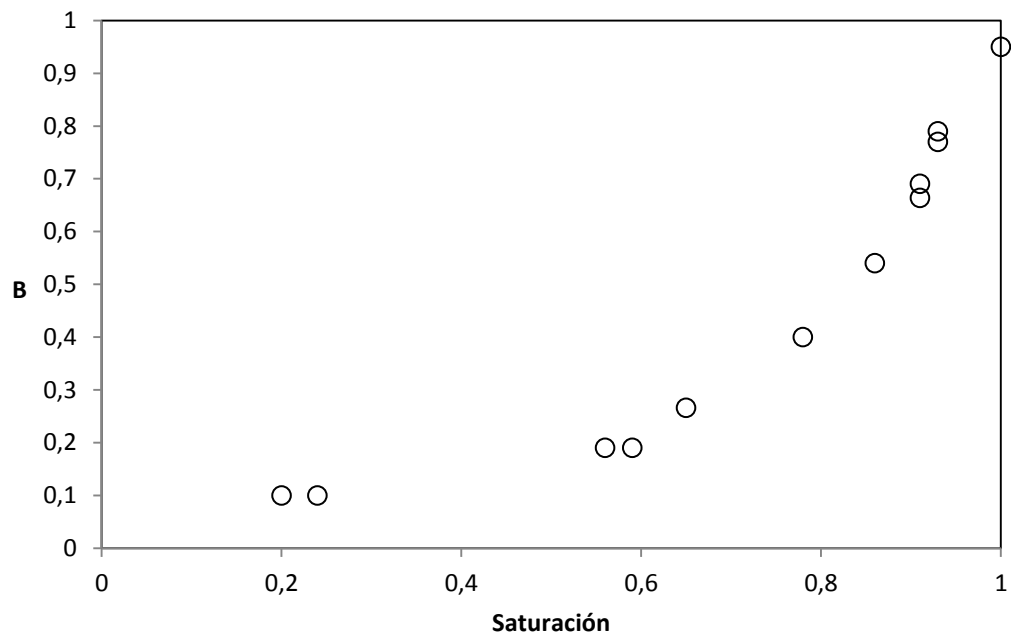


Figura 16. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 6.

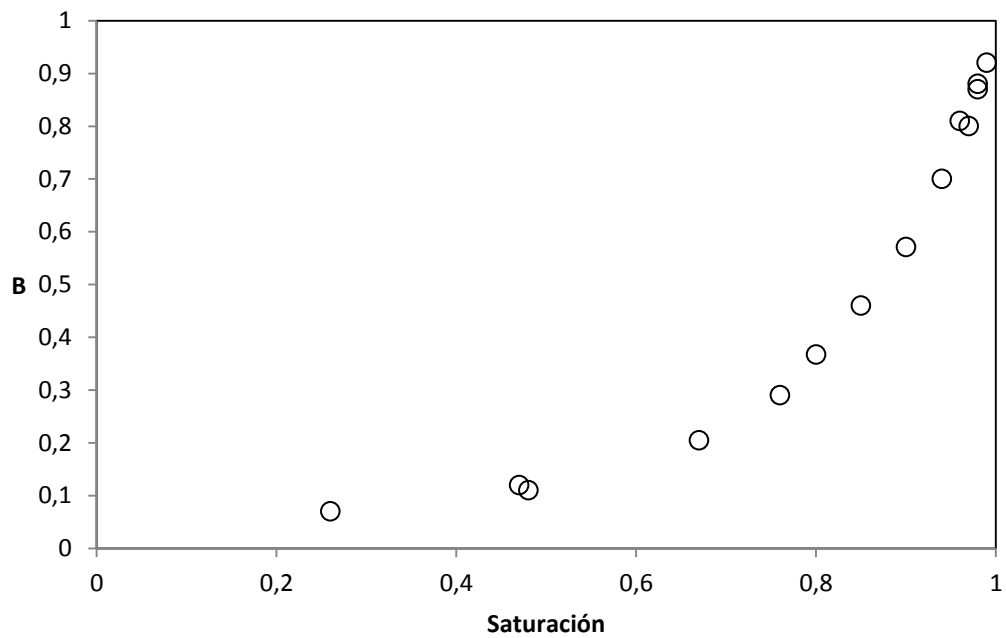


Figura 17. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 7.

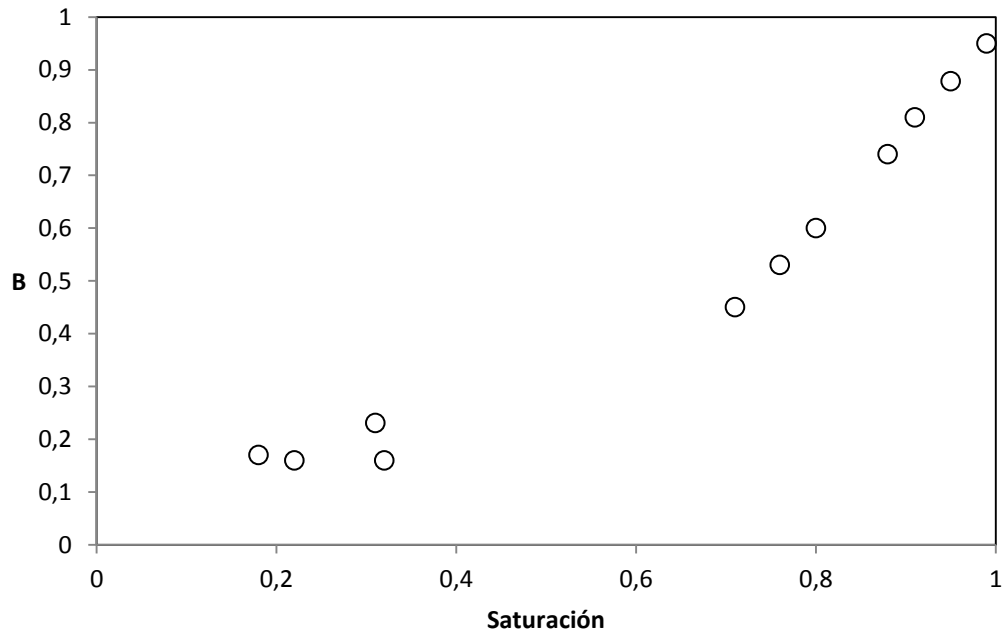


Figura 18. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 8.

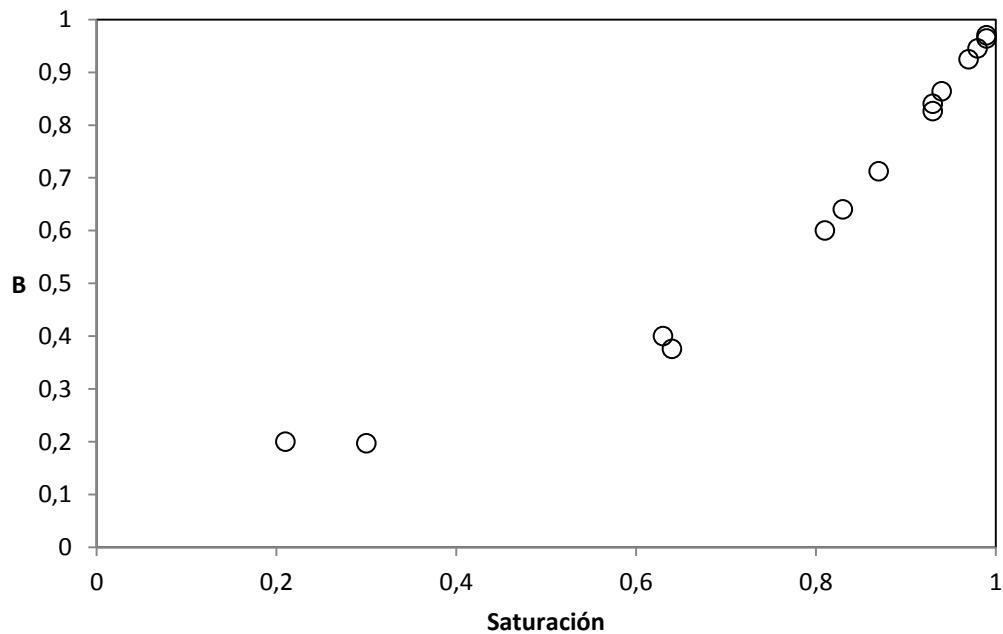


Figura 19. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 9.

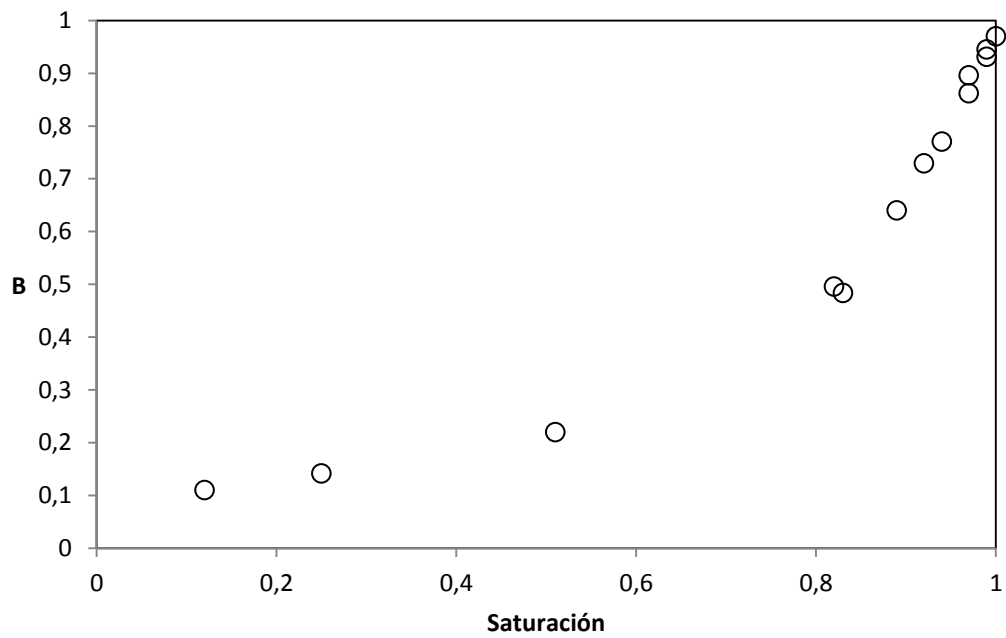


Figura 20. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 10.

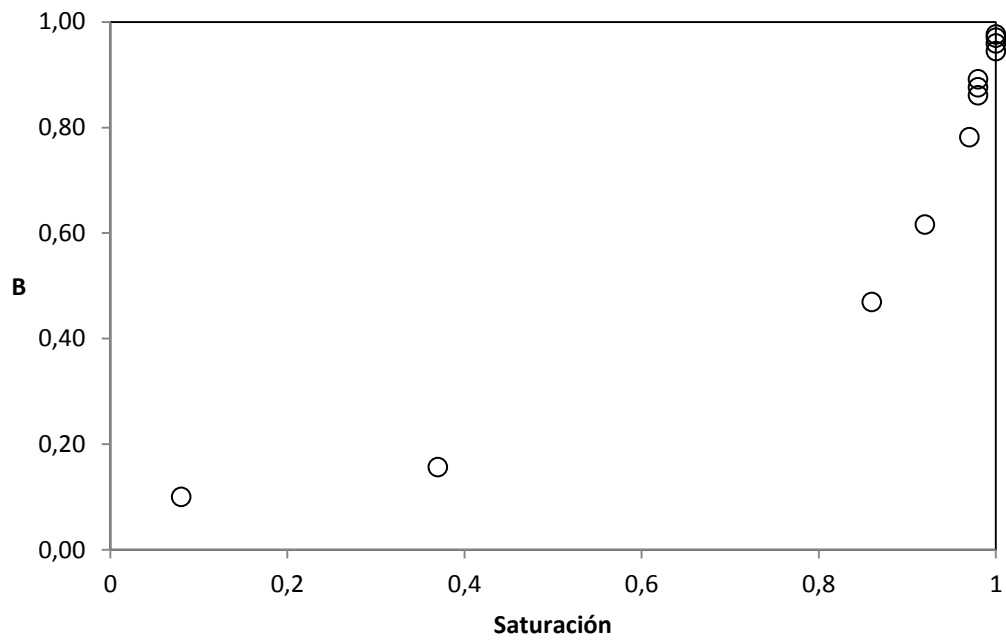


Figura 21. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 11.

Se puede notar que en la práctica el parámetro B , cuando el geomaterial objeto de estudio está seco, no es exactamente cero, sino que tiende a ese valor. Asimismo, para materiales saturados, el parámetro B puede alcanzar valores menores de la unidad. Lo anterior se debe a que B está intrínsecamente relacionado con la compresibilidad del geomaterial (Jaeger, Cook, & Zimmerman, 2007); cuando la compresibilidad del geomaterial es comparable con la compresibilidad del fluido, la relación $\frac{C_{aw}}{C_{bc}}$ (Ec. 1) presentará un valor determinado, lo cual hace que el valor de B para el estado saturado sea menor que la unidad.

De los ensayos de saturación también fue posible relacionar el grado de saturación con las contrapresiones suministradas, tal y como se observa en las Figuras 22, 23, 24, 25, 26 y 27.

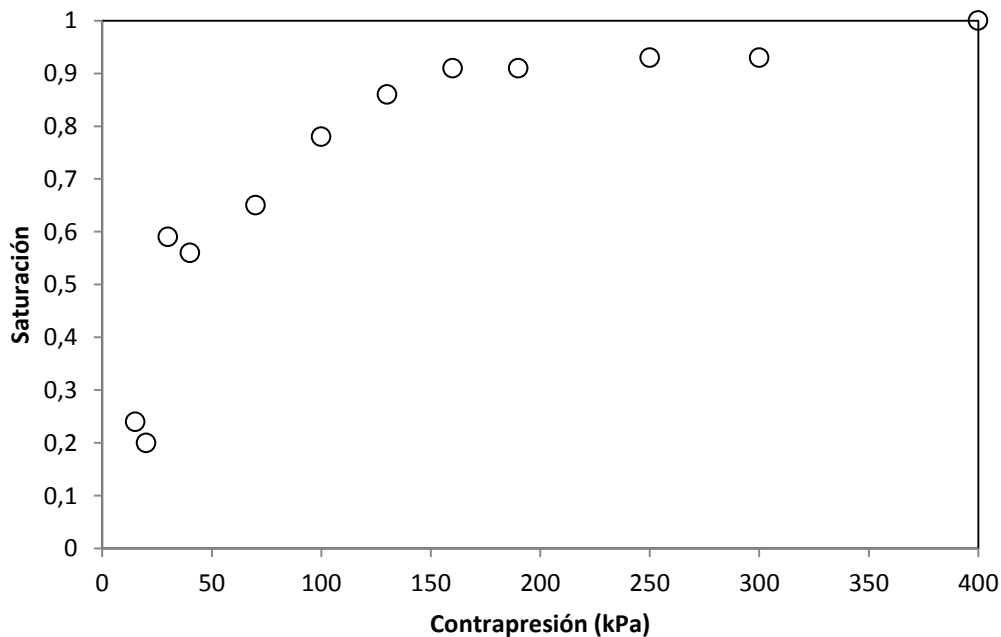


Figura 22. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 6.

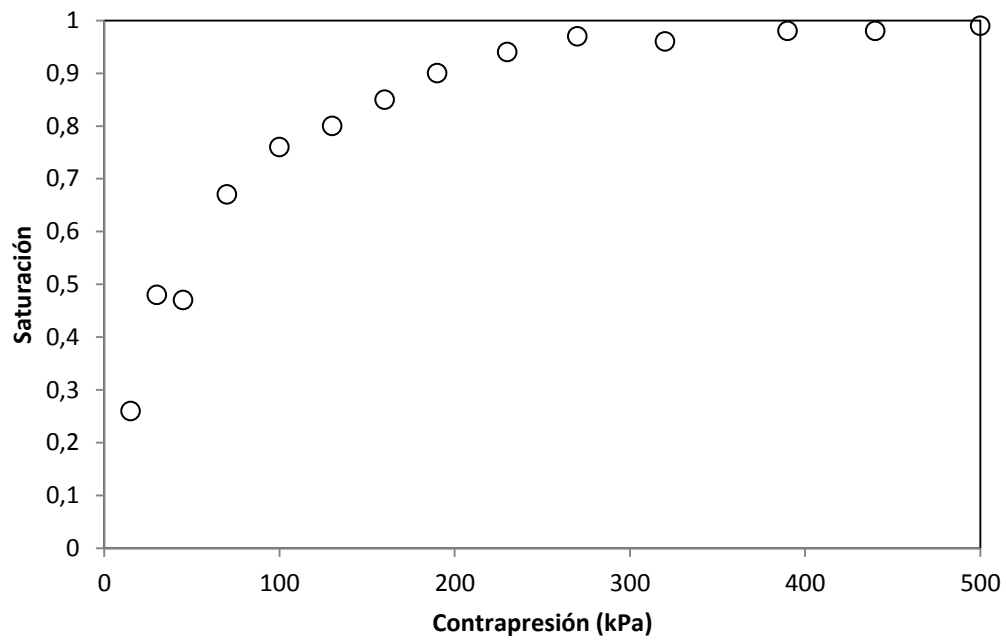


Figura 23. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 7.

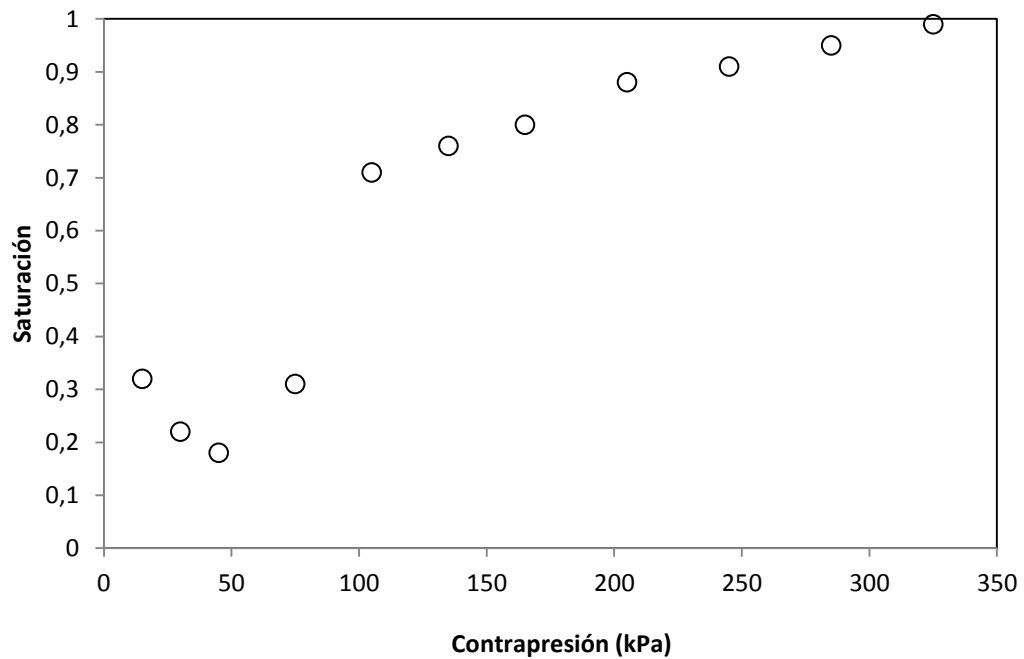


Figura 24. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 8.

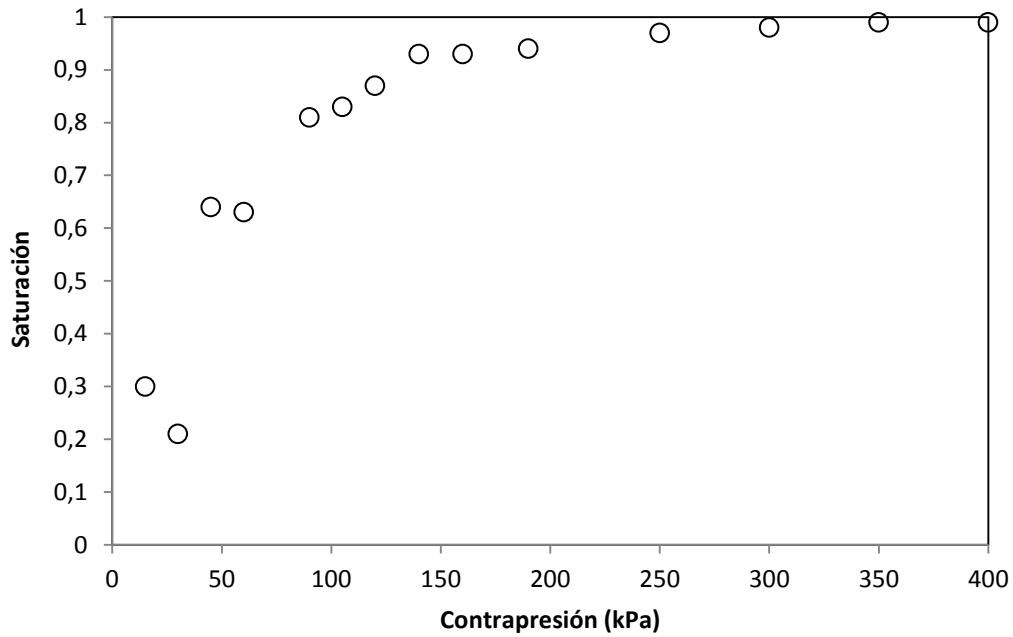


Figura 25. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 9.

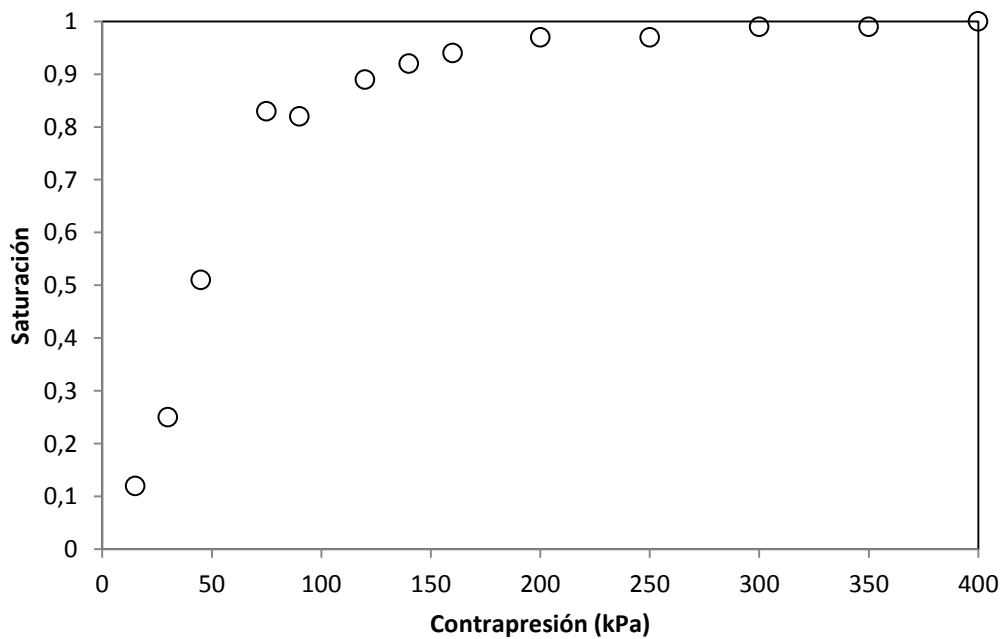


Figura 26. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 10.

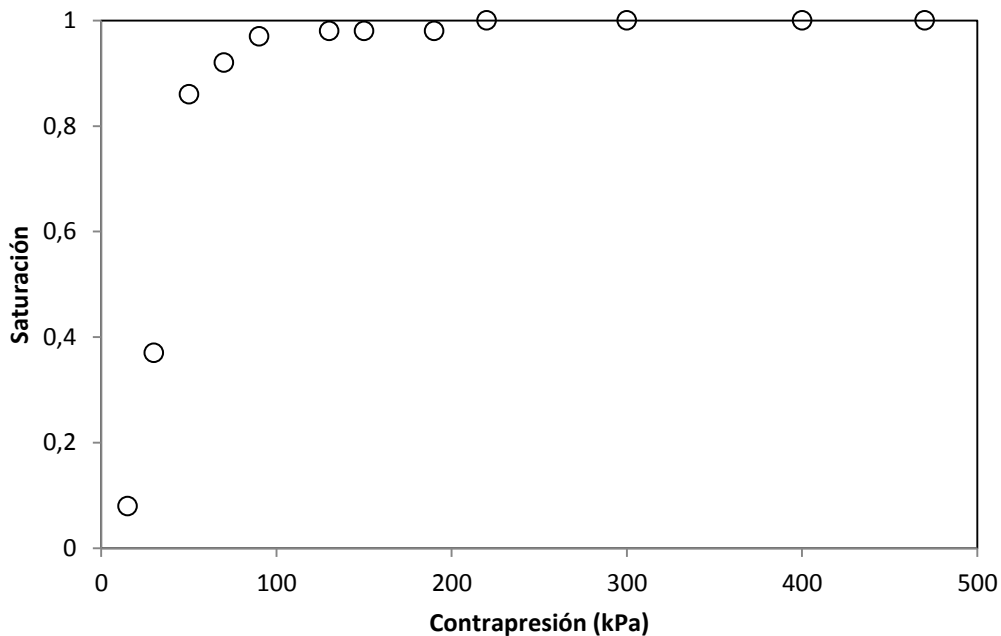


Figura 27. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 11.

De las figuras anteriores, se observa que en general las curvas presentan altas pendientes hasta un grado de saturación aproximado de 0.80. A partir de este valor, las pendientes de las curvas disminuyen gradualmente hasta valores muy cercanos a cero, lo cual corresponde al estado de saturación completa. Lo anterior indica que se pueden alcanzar grados de saturación de hasta 0.80 con pequeños valores de contrapresión, sin embargo, para lograr la saturación completa se requiere mucho más esfuerzo, v.gr., valores de contrapresión hasta 10 veces mayores que los requeridos para alcanzar grado de saturación de 0.80.

Para encontrar relaciones empíricas entre S con B y con Δu_w , se ajustaron funciones de regresión para las relaciones B vs. S y S vs. Δu_w sobre la compilación de todos los resultados obtenidos del proceso de saturación para dichas relaciones, Figura 28 y Figura 29.

Para el caso de S vs. B , la función de regresión, que se ajustó con un error medio cuadrado (*Root Mean Square Error, RSME*) de 0.0914 y una confiabilidad del 85 %, fue una función cuadrática como se presenta a continuación.

$$B = a_1 S^2 + a_2 S, \quad (7)$$

donde, a_1 y a_2 para la regresión media toman los valores 1.035 y -0.1327, respectivamente. Para el límite inferior los valores son 0.892 y -0.262. Para el límite superior 1.177 y -0.003, Figura 28.

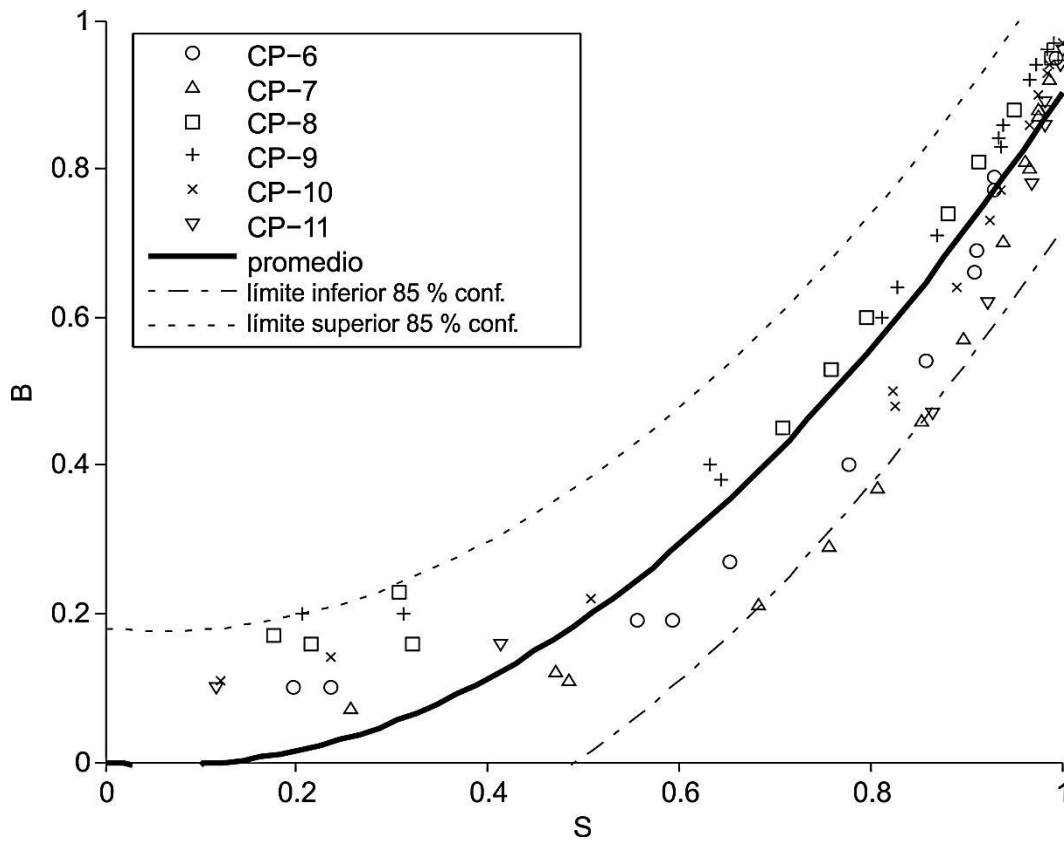


Figura 28. Regresión experimental de B vs. S para la arenisca. Las líneas externas son los límites inferiores y superiores de predicción para posibles nuevas observaciones con una confianza de 85 %.

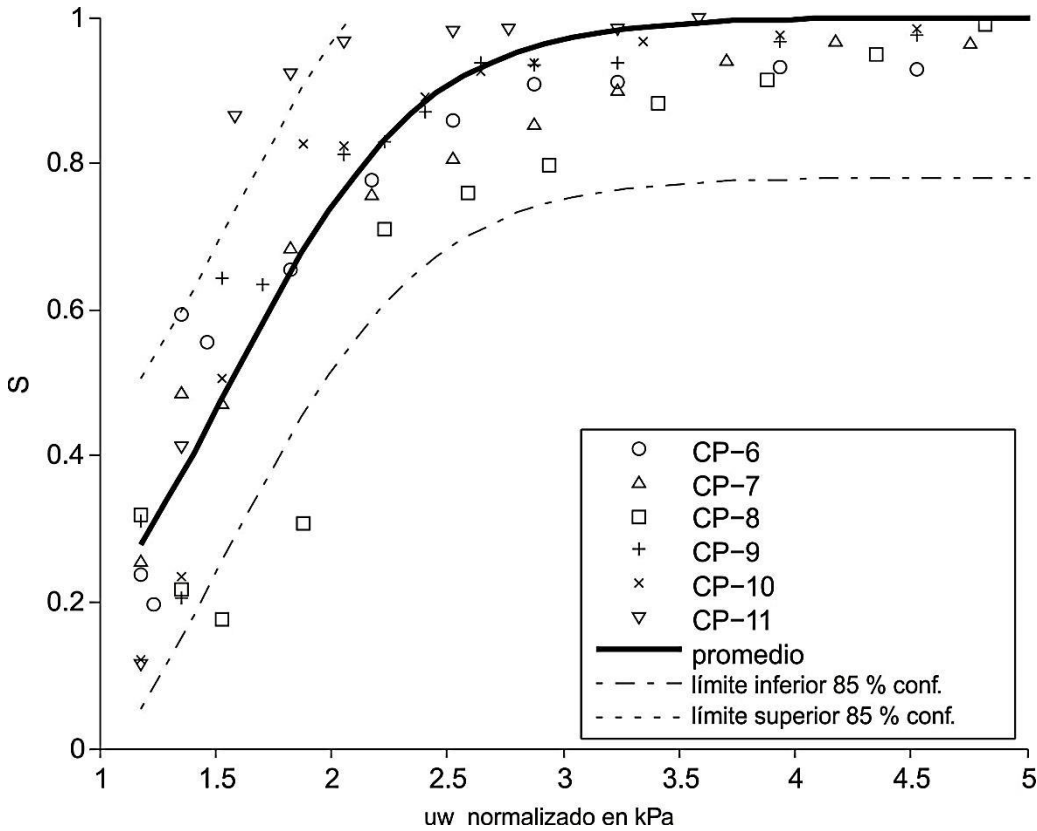


Figura 29. Ajuste de la curva de regresión de la relación S vs u_w para seis cuerpos de prueba. Las líneas externas son los límites inferiores y superiores de predicción para posibles nuevas observaciones con una confianza de 85 %.

Para el caso de S vs u_w , es necesario tener en cuenta que la presión atmosférica toma un papel importante en la contrapresión; de este modo no se debe trabajar con el incremento de presiones sino con la suma de la presión atmosférica con el incremento de las presiones. Sin embargo, trabajar con esta suma de valores puede ser dificultoso en el momento de encontrar una curva de regresión a partir de varias pruebas inclusive para el mismo material, por lo tanto se debe normalizar dicha suma con el mismo valor de la presión atmosférica, a saber;

$$u_{norm} = \frac{\Delta u_w + p_{atm}}{p_{atm}} \tag{8}$$

Y es con u_{norm} que se busca la relación con S . Analizando la tendencia de los puntos, Figura 29, se observó que esta relación—con datos más dispersos que la relación anterior—puede asemejarse a una función *sigmoide*. Los valores de los coeficientes

encontrados y la forma de esta función, luego del análisis de regresión, dio la siguiente expresión;

$$S = \frac{b_1}{b_1 + e^{-b_2 u_{norm}}}; \quad (9)$$

con un *RMSE* de 0.1109 y confiabilidad del 85 %. Las constantes b_1 y b_2 para la regresión media toman los valores 0.022 y 2.425, respectivamente. Para el límite inferior los valores son 0.009 y 2.067. Para el límite superior 0.035 y 2.784.

El hecho que se haya logrado ajustar de forma aceptable los datos a una función *sigmoide* indica que la tasa de saturación de la arenisca por contrapresión tiene un bajo valor para valores bajos de saturación, un alto valor a valores medios de la saturación y nuevamente un bajo valor para valores altos.

A pesar de haber obtenido valores aceptables de *RMSE* y de confiabilidad para la Figura 28 y la Figura 29, es importante mencionar que por medio de dichas figuras no se puede determinar a ciencia cierta los grados de saturación intermedios, dado que durante el proceso no se realizó medida directa de la saturación.

No obstante, para tratar de encontrar la influencia del agua en la resistencia a la compresión uniaxial de la arenisca se procede a trabajar con los valores de saturación estimados a partir de las regresiones medias obtenidas por medio de la Figura 28 y la Figura 29. Considerando tanto el límite superior como el inferior de la regresión encontrada para la saturación y la contrapresión normalizada, se propone indagar sobre cuatro grados de saturación promedio diferenciables en la Figura 29, de tal manera que no se solapen los valores límites correspondientes, a saber: para 0, 0.3 (con límites ± 0.2), 0.8 (con límites +0.13, -0.2) y mayores o iguales a 0.97. Estos valores estimados de saturación se pueden obtener con valores de contrapresiones aproximados de 0 kPa, 30 kPa, 50 kPa y 450 kPa respectivamente.

La saturación debe controlarse por medio del parámetro B , es por esta razón que un luego de suministrar la contrapresión necesaria para cierto grado de saturación por un

periodo de tiempo de una hora, el parámetro B debe ser medido para verificar en segunda instancia que se está alcanzando la saturación deseada por medio de la Figura 28.

Si por ejemplo se desea obtener una saturación alrededor de 0.3 en un cuerpo de prueba con una relación de esbeltez de 2 a 2.5, con una confianza del 85 %, se debe secar el cuerpo de prueba por los métodos estandarizados, realizar el montaje en el equipo triaxial convencional, posteriormente aplicar un confinamiento de 35 kPa y una contrapresión de 30 kPa por una hora, luego medir el parámetro B bajo condiciones no drenadas y verificar que su valor sea menor o igual a 0.11. Una vez obtenido el grado de saturación deseada, se someten los cuerpos de prueba a la rotura para obtener los valores de resistencia mecánica a ese grado de saturación.

5.3 Resultados de ensayos de compresión simple a diferentes grados de saturación

Como se mencionó anteriormente los cuatro grados de saturación con los que se van a trabajar los ensayos de compresión simple son 0, 0.3, 0.8 y mayores o iguales a 0.97. En el numeral 5.1 del presente capítulo se presenta los resultados de los ensayos de compresión uniaxial para los cuerpos de prueba en estado seco, *v.gr.*, saturación 0. A continuación se presentan los resultados para los ensayos de compresión simple a los demás grados de saturación.

5.3.1 Ensayos de compresión simple para $S \geq 0,97$

Durante el proceso de saturación, una vez alcanzado un grado de saturación mayor o igual a 0.97 y finalizada la medición de la compresibilidad del geomaterial, se procedió a fallar las muestras de acuerdo con las consideraciones de los ensayos triaxiales a compresión no consolidados no drenados, teniendo en cuenta que la diferencia entre el confinamiento y la contrapresión no sea mayor de 5 kPa. Adicionalmente la etapa de falla

de los cuerpos de prueba se realizó bajo condiciones de deformación controlada de tal manera que la falla del geomaterial ocurra en un tiempo no mayor a 15 minutos (ASTM D7012-14, 2014), y para poder obtener el tramo residual de la curva esfuerzo-deformación unitaria. A continuación se presentan los resultados en el Tabla 14 y en la Figura 30.

Tabla 14. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \geq 0,97$.

Ítem	Cuerpo de prueba	$S \geq 0,97$	
		Resistencia compresión simple (kPa)	Módulo de Elasticidad (MPa)
1	CP-6	348	25
2	CP-7	276	20
3	CP-8	337	28
4	CP-9	358	15
5	CP-10	486	26
6	CP-11	350	16
7	CP-12	450	32
8	CP-13	436	19
9	CP-14	304	20

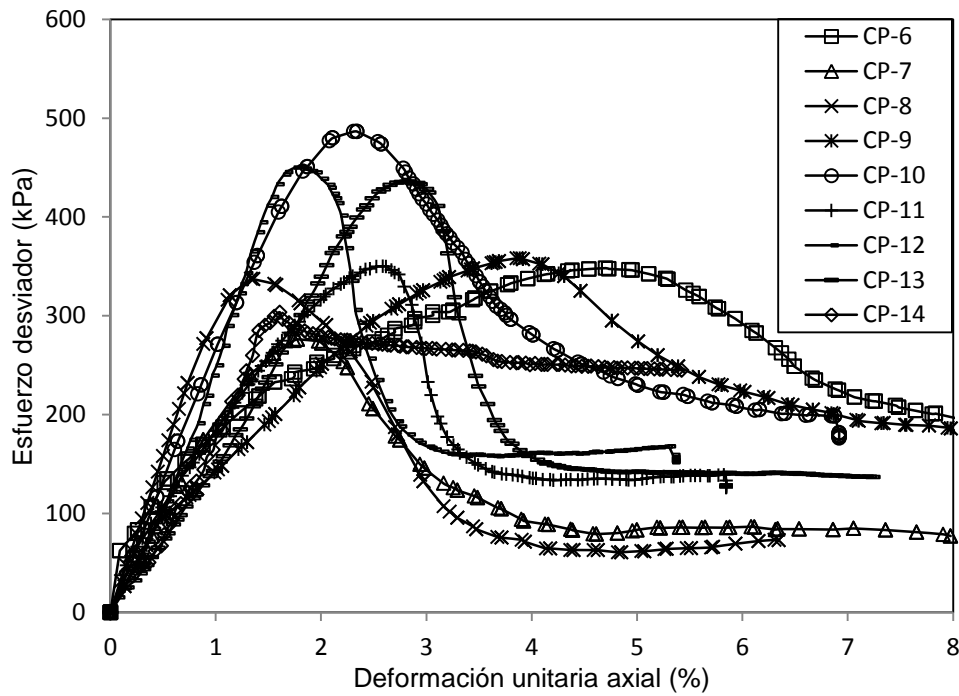


Figura 30. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \geq 0.97$.

5.3.2 Ensayos de compresión simple para $S \approx 0.8$

Terminado los ensayos de compresión para $S \geq 0.97$, se realizaron los ensayos correspondientes para una saturación aproximada de 0.8, aplicando la metodología descrita en la presente tesis. Para los ensayos se emplearon seis cuerpos de prueba, cuyos resultados se resumen en el Tabla 1 y en la Figura 31.

Tabla 15. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \approx 0,8$.

Ítem	Cuerpos de Prueba	$S \approx 0.8$	
		Resistencia compresión simple (kPa)	Módulo de Elasticidad (MPa)
1	CP-15	721	48
2	CP-16	704	34
3	CP-17	779	48
4	CP-18	600	23

Ítem	Cuerpos de Prueba	$S \approx 0.8$	
		Resistencia compresión simple (kPa)	Módulo de Elasticidad (MPa)
5	CP-19	624	36
6	CP-20	760	34

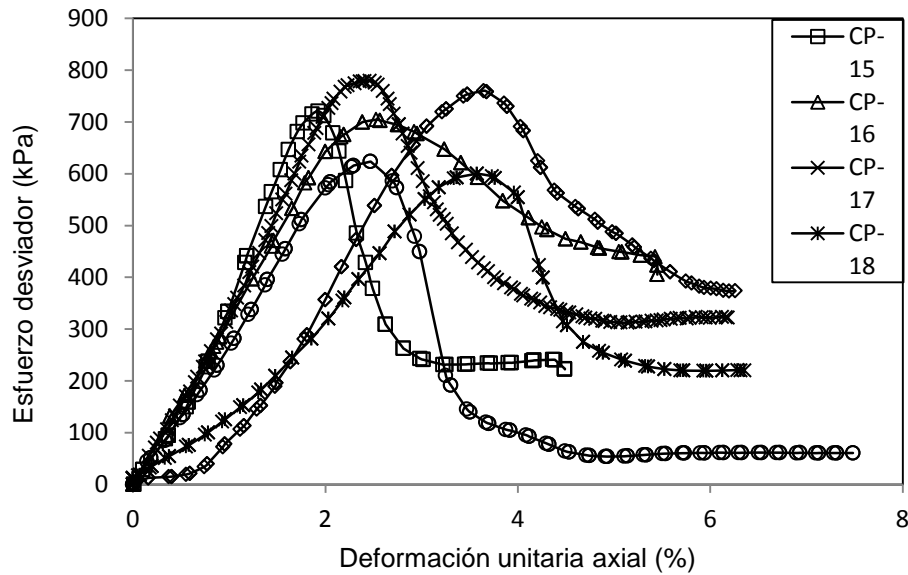


Figura 31. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \approx 0.8$.

5.3.3 Ensayos de compresión simple para $S \approx 0.3$

Los ensayos de compresión simple para la saturación de 0.3 se realizaron sobre seis cuerpos de prueba aplicando una contrapresión de 30 kPa y verificando que el parámetro B se encontrara en un valor muy próximo a 0.2 antes de empezar la etapa de falla. Los resultados se presentan por medio del Tabla 16 y la Figura 32.

Tabla 16. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \approx 0.3$.

Ítem	Cuerpos de prueba	$S \approx 0,3$	
		Resistencia compresión simple (kPa)	Módulo de Elasticidad (MPa)

1	CP-21	951	38
2	CP-22	1221	34
3	CP-23	1007	22
4	CP-24	1242	32
5	CP-25	1024	22
6	CP-26	1280	31

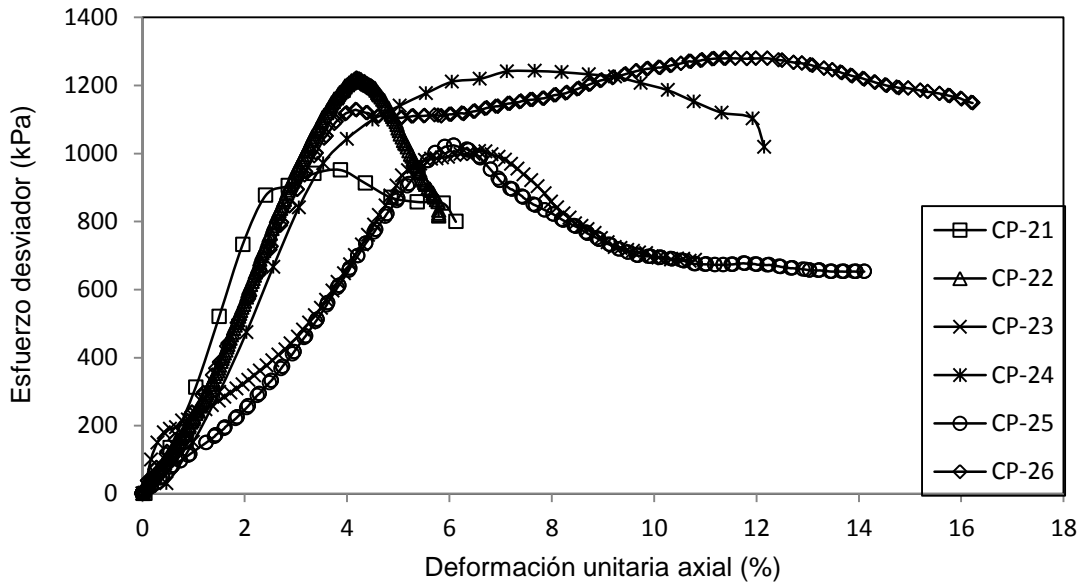


Figura 32. Resultado de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados para $S \approx 0.3$.

Los diagramas de excesos de presión intersticial relacionados con los diagramas de esfuerzo–deformación unitaria para los diferentes grados de saturación, se presentan con más detalle en el Anexo C.

5.3.4 Curva de correlación entre la resistencia a la compresión simple y el grado de saturación

Para observar el afecto del aumento del grado de saturación en la resistencia mecánica de la arenisca, es conveniente agrupar los resultados presentados anteriormente mediante la Figura 33 y la Figura 34.

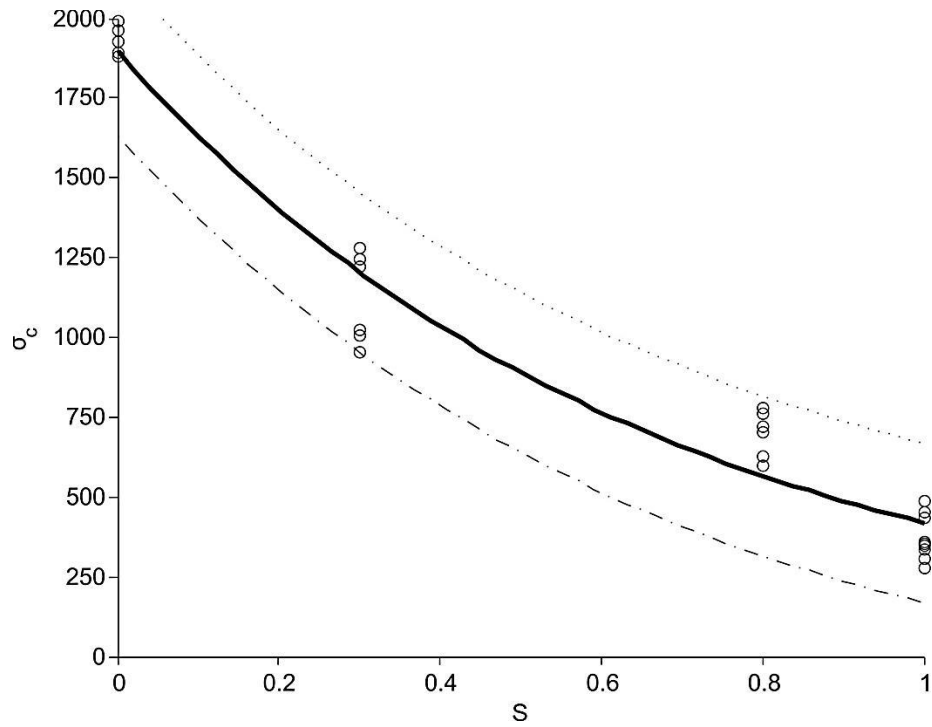


Figura 33. Curva de correlación entre la resistencia a la compresión (σ_c en kPa) y la saturación (S).

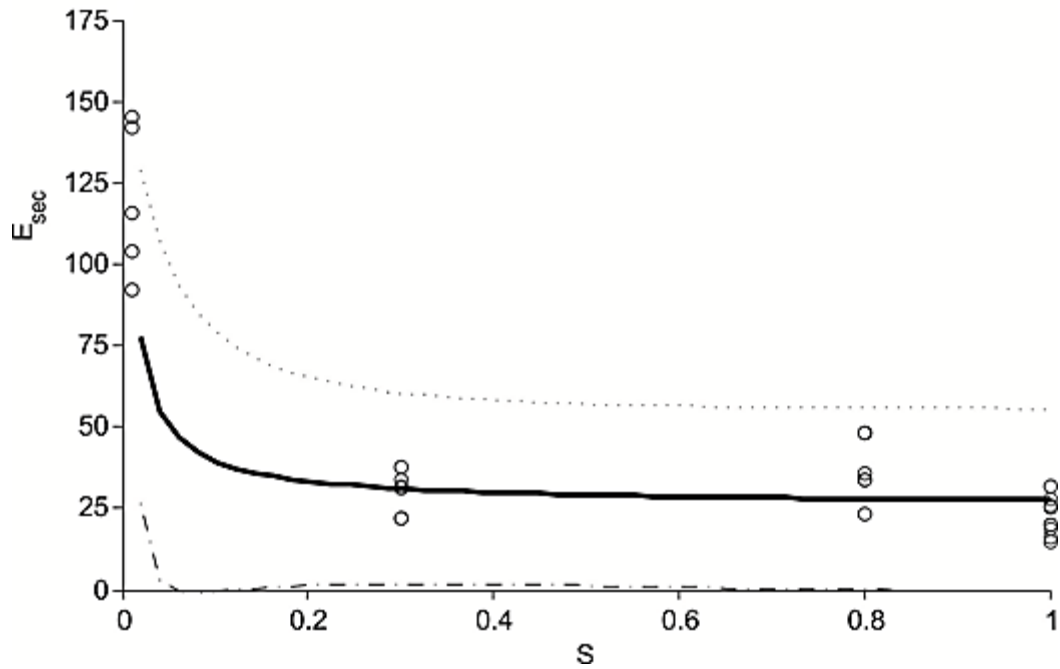


Figura 34. Disminución del módulo de elasticidad secante (E_{sec} en MPa) con el aumento de la saturación.

La relación inversa entre la resistencia mecánica de la arenisca y el grado de saturación es presentada por medio de la Figura 33, en la cual se observa una buena tendencia de los resultados. Asimismo de la Figura 33 se observa que hay una reducción de aproximadamente un 75 % de la resistencia a la compresión de la arenisca, cuando esta se satura completamente.

De otro lado, la Figura 34 muestra la disminución del módulo de elasticidad secante con el aumento de la saturación, a diferencia de la buena tendencia que presenta la resistencia mecánica de la arenisca, para el módulo de elasticidad secante la tendencia no es muy buena dado a la alta dispersión que presentan los resultados; la confiabilidad obtenida fue del 75 %. Sin embargo, de la Figura 34 se alcanza a observar que existe una disminución en el módulo de elasticidad secante en promedio del 75 %, cuando los cuerpos de pruebas son saturados a 0.3, pero la disminución no sigue progresando a pesar de aumentar el grado de saturación. De acuerdo con lo anterior, la presente tesis se concentrara en obtener la correlación entre la resistencia mecánica de la arenisca y el grado de saturación y las posibles causas de dicha reducción a partir del fenómeno de dilatación que se observa en los ensayos triaxiales no consolidados no drenados.

Para encontrar correlaciones empíricas entre σ_c , y S se ajustaron funciones de regresión sobre todos los resultados obtenidos de la etapa de falla de los cuerpos de prueba. Para el caso de σ_c vs S , Figura 33, la función de correlación que se ajustó, con una confiabilidad del 85 %, fue una función exponencial como se presenta a continuación.

$$\sigma_c = c_1 e^{-c_2 S}, \quad (10)$$

donde, c_1 y c_2 para la regresión media toman los valores 1895 y 1.511, respectivamente. Para el límite inferior los valores son 1821.5 y 1.6. Para el límite superior 1969.4 y 1.4.

De los resultados presentados durante el presente capítulo, se observa que los cuerpos de prueba de la arenisca fallados a diferentes grados de saturación experimentan el fenómeno llamado dilatación (ver Anexo C) (Bishop & Eldin, 1950) (Bolton, 1986) (Schanz & Vermeer, 1996) (Houlsby, 1991) (Rowe P. W., 1962). Por lo anterior es

conveniente analizar que sucede con la dilatación a medida que el grado de saturación va aumentando por medio de la ejecución de ensayos triaxiales a compresión consolidados no drenados (CIU-TXC) para calcular del máximo ángulo de dilatación (Rowe P. W., 1962) (Bolton, 1986) (Chávez, 2004). A continuación se presentan los resultados de los CIU-TXC realizados sobre los cuerpos de prueba de la arenisca, siguiendo el procedimiento de saturación aplicado para los ensayos UU-TXC.

Por otra parte, haciendo una comparación de los resultados de la presente investigación con respecto a los resultados obtenidos por otros investigadores podemos notar que la disminución de la resistencia a la compresión uniaxial del estado seco con respecto al estado saturado se encuentra dentro de los rangos obtenidos por Hawkins & McConnell (1992) para diferentes tipos de areniscas del Reino Unido. De igual forma, la expresión estimada entre la resistencia a la compresión uniaxial y la saturación se asemeja a la expresión obtenida por Hawkins & McConnell (1992), dado que en ambos casos la función encontrada es de tipo exponencial, donde las constantes de dichas funciones depende de la arenisca estudiada; siendo la constante que acompaña la saturación en el exponente de la ecuación 10 (c_2) la que determina que tanto es afectada la resistencia a la compresión de la arenisca debido a la presencia de agua en los poros de la misma.

Comparando con respecto a los resultados obtenidos por Barefield & Shakoore (2006), aunque el proceso de saturación fue diferente, se puede decir que la disminución de resistencia a la compresión de la arenisca en el estado saturado con respecto al estado seco fueron semejantes, es decir, entre 70 % y 80 %. Además, aunque no se pueda afirmar a ciencia cierta la mayor disminución de la resistencia se logra con bajos grados de saturación.

Con respecto a la investigación de Li. Sheng & Reddish D.J. (2005), no se encontraron resultados similares en cuanto a la disminución de la resistencia a la compresión del estado saturado con respecto al estado seco de la arenisca, dado que aunque sea el mismo tipo de roca pueden tener constituyentes diferentes e incluso grados de meteorización diferentes, lo cual puede generar comportamientos mecánicos diferentes frente a la presencia de agua en los poros.

6. Aplicación

Los intervalos de grados de saturación encontrados en el anterior capítulo posibilitan definir los mismos intervalos para la ejecución de ensayos triaxiales a compresión consolidados no drenados (CIU–TXC). Esto tiene el fin de obtener la variación del ángulo de fricción a diferentes grados de saturación.

6.1 Resultados ensayos triaxiales a compresión consolidados no drenados (CIU–TXC)

Los CIU–TXC se ejecutaron de acuerdo con las recomendaciones de las normas ASTM D7012–14 y ASTM D4767–11. Una limitante para la ejecución de este ensayo en el equipo triaxial convencional para grados de saturación menores de 0.97 es la dificultad de medir las presiones intersticiales causadas por el aire, debido a la difusión del mismo (Fredlund, Rahadjo, & Fredlund, *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*, 2012). Sin embargo, para el procesamiento de resultados se consideran las mismas suposiciones hechas para los ensayos UU–TXC. Lo anterior tiene la finalidad de observar qué ocurre con los parámetros de resistencia en dichos grados de saturación para dos estados durante la etapa de falla, a saber: volumen constante y máximo desviador (Atkinson, 1982) (Bishop & Eldin, 1950). A continuación se presentan los resultados para los diferentes grados de saturación.

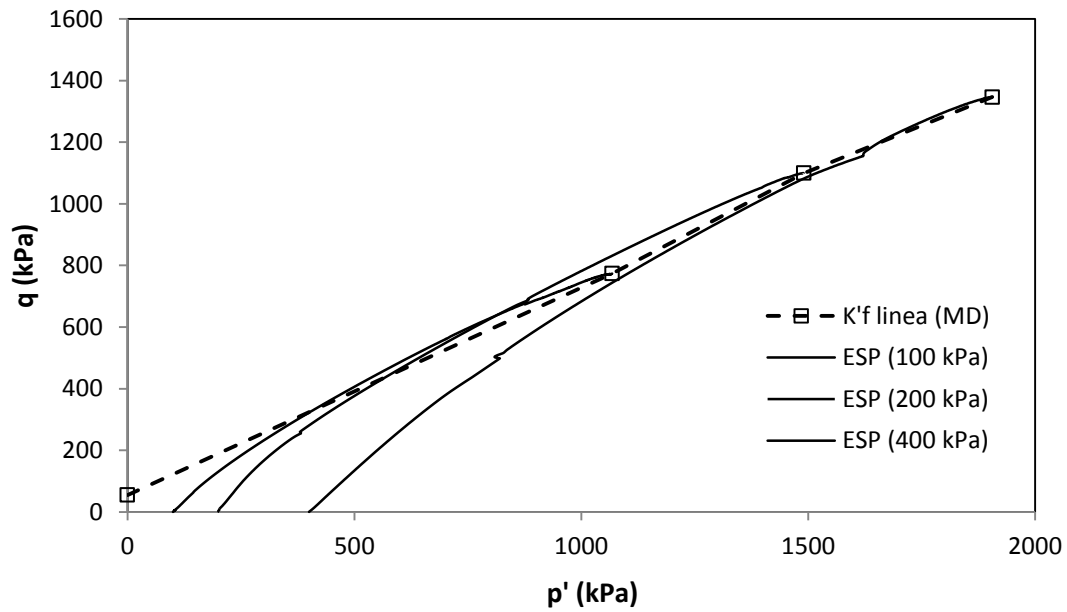


Figura 35. Envoltura de falla y trayectorias de esfuerzos CIU-TXC ($S \geq 0.97$). Criterio de máximo desviador (MD).

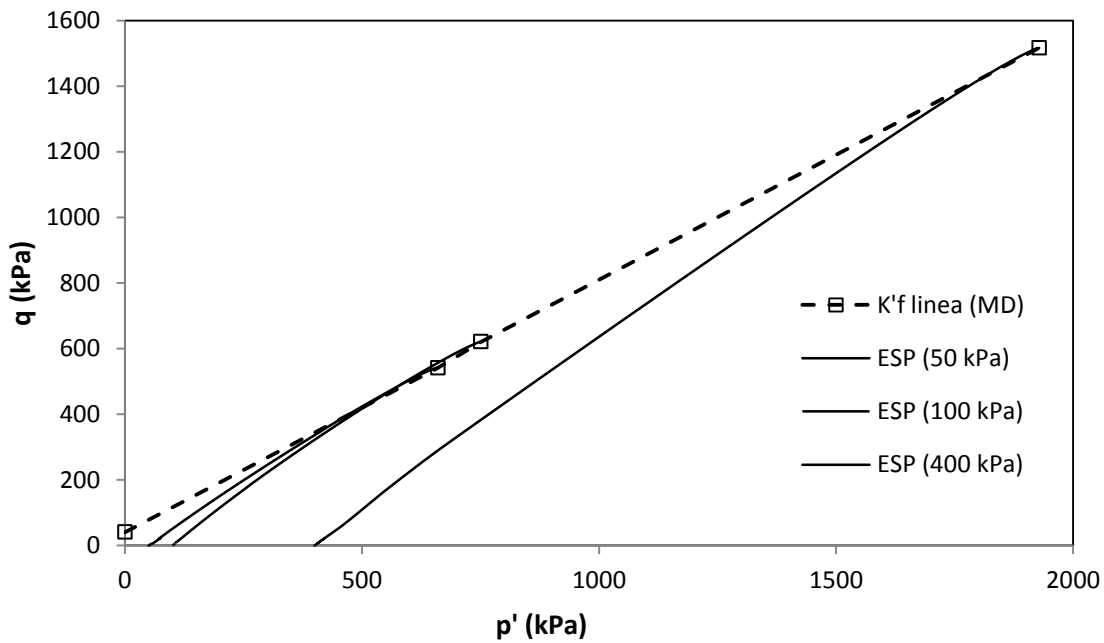


Figura 36. Envoltura de falla y trayectorias de esfuerzos CIU-TXC ($S \approx 0.8$). Criterio de máximo desviador (MD).

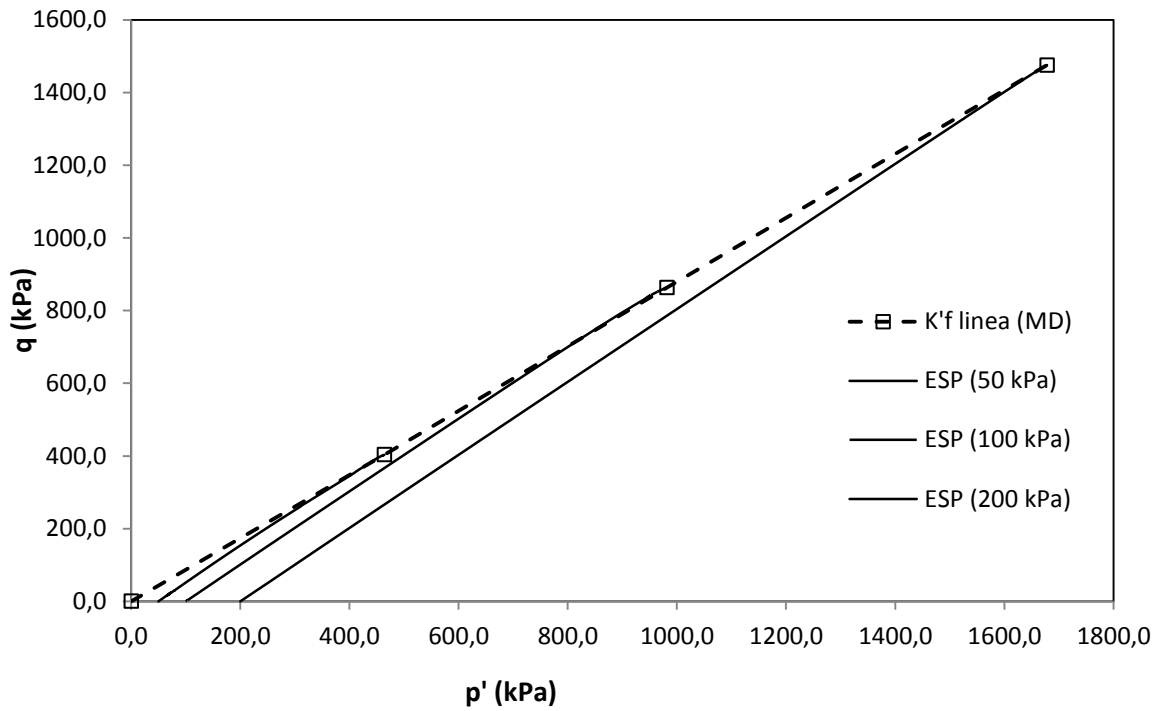


Figura 37. Envolvente de falla y trayectorias de esfuerzos CIU-TXC ($S \approx 0.3$). Criterio de máximo desviador (MD).

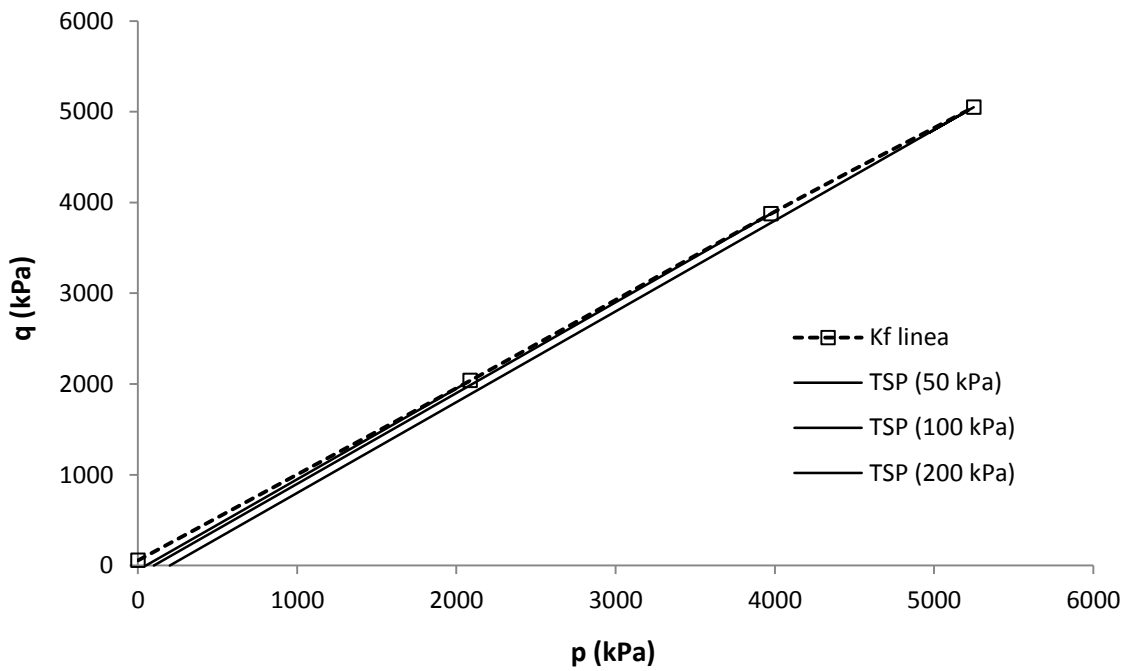


Figura 38. Envolvente de falla y trayectorias de esfuerzos UU-TXC ($S = 0$). Criterio de máximo desviador (MD).

En el Anexo C se presentan las curvas esfuerzo deformación unitaria, así como también las curvas exceso de presión intersticial con respecto a dicha deformación, esta última permite conocer el comportamiento dilatante de la arenisca (Bishop & Eldin, 1950). Cabe resaltar que no fue posible obtener la curva exceso de presión intersticial con respecto a la deformación unitaria en el estado seco de la arenisca ($S = 0$), dado que no se contaba con los equipos necesarios para tal fin.

De acuerdo con lo anterior, se obtuvieron las envolventes de falla en el estado de máximo desviador, así como también las trayectorias de esfuerzos efectivos para los diferentes grados de saturación. Lo anterior se presenta desde la Figura 35 hasta la Figura 38. De dichas figuras se puede obtener los parámetros de resistencia de la arenisca, no obstante, la presente tesis solo se enfoca en el ángulo de fricción interna dado que el intersepto definiría una cohesión aparente (Bishop & Eldin, 1950). De acuerdo con lo anterior, el ángulo de fricción interna en el estado volumen constante y máximo desviador es presentado en el Tabla 17.

Tabla 17. Angulo de fricción interna en diferentes estados de la etapa de falla.

Saturación	Angulo de fricción interna		$\Psi \text{ max } (^{\circ})$
	Máximo desviador	Volumen constante	
	$\varphi (^{\circ})$	$\varphi_{cv} (^{\circ})$	
0	73	--	--
0,3	62	50	21
0,8	50	41	13
$\geq 0,97$	43	38	7

En el Tabla 17 se observa una disminución considerable del ángulo de fricción con respecto al grado de saturación en cualquier estado durante la etapa de falla. Se aprecia una reducción en el ángulo de fricción interna de aproximadamente un 41 % comparando el estado seco con respecto al estado saturado, así como también se observan reducciones de 15 % y 32 % con respecto a los grados de saturación 0.3 y 0.8 respectivamente. A volumen constante durante la falla se observa el mismo fenómeno de reducción del ángulo de fricción interna, sin embargo, no se consiguió hacer

comparaciones con respecto al estado seco por las limitaciones ya comentadas. En la Figura 39 se presenta la disminución del ángulo de fricción con la saturación para el criterio del máximo desviador.

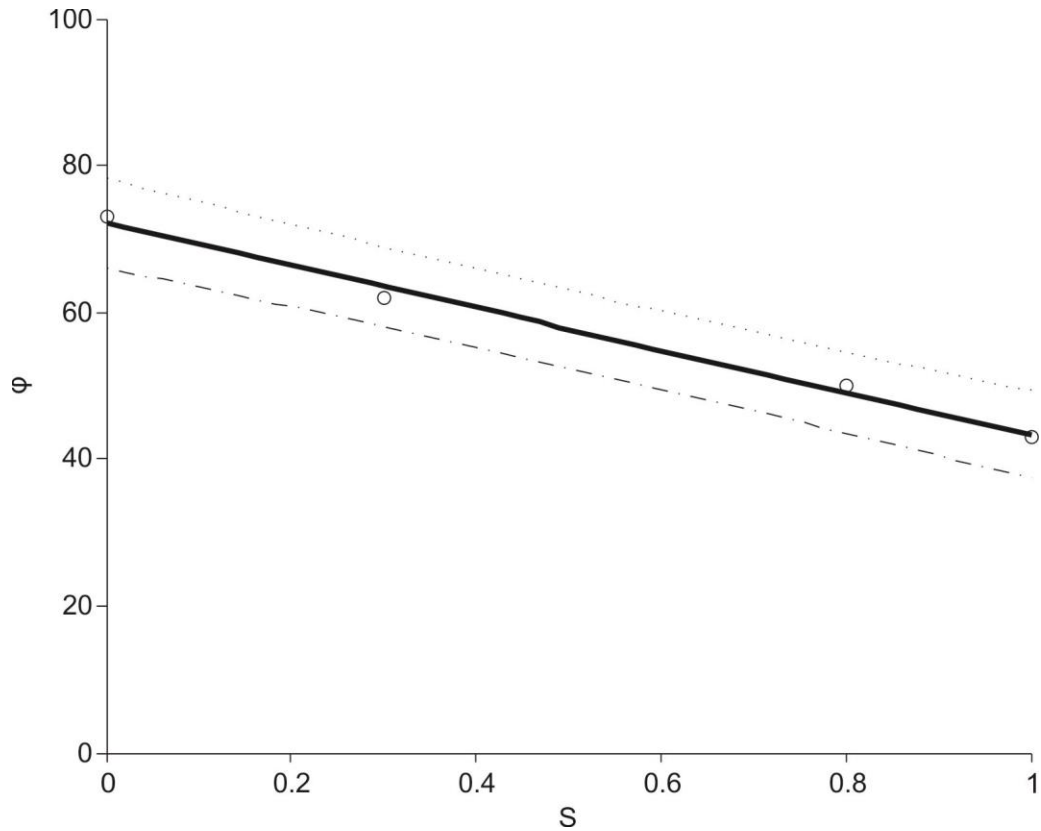


Figura 39. Disminución del ángulo de fricción con respecto al grado de saturación. Criterio máximo desviador.

La función de regresión que mejor representa los resultados presentados en la Figura 39, es una línea recta de la siguiente forma:

$$\varphi = -d_1S + d_2, \tag{11}$$

donde d_1 y d_2 , para la regresión media, toman los valores de 28.84 y 72.14, respectivamente. Para el límite inferior los valores son 32.87 y 69.49. Para el límite superior los valores son 24.82 y 74.79. La confiabilidad obtenida para esta regresión fue del 85 %.

Como se mencionó anteriormente, a partir de los ángulos de fricción se puede obtener el ángulo máximo de dilatación como medida de la dilatancia que experimenta la arenisca durante la etapa de falla. Para realizar el cálculo del ángulo máximo de dilatación se emplea la expresión desarrollada por Rowe (1962). En el Tabla 17 se presentan los cálculos hechos para los grados de saturación estudiados. A pesar de no haberse podido calcular el ángulo de dilatación máximo para los cuerpos de prueba secos, en el Tabla 17 se observa un aumento en el ángulo máximo de dilatación con respecto a la disminución del grado de saturación. Lo anterior es importante dado que la disminución tanto en el ángulo de fricción interna como en la resistencia mecánica de la arenisca con respecto al aumento de la saturación se debe a la disminución de la capacidad de dilatar de la misma (Chávez, 2004).

7. Conclusiones y recomendaciones

7.1 Conclusiones

Los resultados del proceso saturación empleado en la presente tesis fueron obtenidos con una confiabilidad del 85 %, los cuales son acordes con la precisión aportada por los equipos convencionales empleados. No había forma de medir directamente la saturación en los cuerpos de prueba, por tal razón la saturación fue calculada indirectamente a través del parámetro Skempton; teniendo en cuenta las limitaciones que esto implica.

La curva que relaciona la resistencia mecánica a la compresión simple y el grado de saturación, $\sigma_c - S$, fue obtenida con una confiabilidad del 85 %. De dicha curva se puede inferir que hay una reducción de aproximadamente 75 % de la resistencia a la compresión simple de la arenisca en el estado saturado con respecto al estado seco. Dicha disminución de la resistencia a la compresión de la arenisca esta acorde con resultados previos encontrados en la literatura.

La disminución del módulo de elasticidad secante con respecto al aumento de la saturación también es apreciable. Se observó una disminución de aproximadamente el 75 %, la cual se mantuvo en promedio constante a partir de $S \approx 0.3$. Los resultados de la variación del módulo de elasticidad secante con respecto a la saturación no presentaron una buena tendencia y se obtuvo una confiabilidad del 75 %. Por tal razón no se logró obtener una curva que relacionara esta propiedad mecánica de la arenisca con la saturación.

El ángulo de fricción interna también es afectado por el aumento del grado de saturación, no obstante, dicha afectación es menor que la que presenta la resistencia a la

compresión simple. Se observa una disminución de aproximadamente un 40 % del ángulo de fricción (obtenido por medio del criterio de máximo desviador) en estado saturado con respecto al seco. Ahora bien, el efecto negativo del aumento del grado de saturación en el ángulo de fricción interna es considerable a pesar de ser menor que en la resistencia a la compresión simple.

El fenómeno de la dilatación en arenas se presentó en los *CIU-TXC*. Se observó que a medida que el grado de saturación aumenta el ángulo máximo de dilatación va disminuyendo en gran medida. Esta es la razón fundamental por la cual la resistencia mecánica a la compresión y el ángulo de fricción interna disminuyen con el aumento del grado de saturación, puesto que a menor dilatación, menor son la resistencia mecánica a la compresión y el ángulo de fricción alcanzados por la arenisca.

La metodología propuesta por medio de la esta tesis tiene la ventaja que se presentar una variación aproximada entre la disminución de la resistencia a la compresión uniaxial de una roca con respecto a grados de saturación intermedios; las investigaciones precedentes consultadas se limitaron a estudiar la resistencia de las rocas solo en dos estados, secas y saturadas.

7.2 Recomendaciones

Se debe estudiar más afondo la manera de cómo realizar mediciones directas de la saturación en muestras de roca con equipos instrumentados que permitan medir con precisión razonable el grado de saturación de las muestras objeto de estudio.

Considerando el alto grado de meteorización de la arenisca como un punto a favor que permitió emplear el equipo para ensayos triaxial convencional en suelos, se recomienda realizar el diseño de un equipo más robusto, que permita generar altas presiones, en el orden de mega pascales, para ensayar no solo en areniscas sino también otras rocas sedimentarias.

Es conveniente verificar de manera experimental la hipótesis que este tipo de geomaterial la succión no juega un papel fundamental, por tal razón se puede ejecutar ensayos de succión matricial por medio del método de traslación de ejes (Fredlund & Rahadjo, 1993).

No se encontró en la literatura cómo realizar la medición del ángulo máximo de dilatación en arenas totalmente secas, a partir de equipos convencionales, sería útil estudiar la manera de cómo se podría realizar la medición de dicha propiedad en el laboratorio para poder establecer una correlación entre la dilatación y la resistencia mecánica del geomaterial objeto de estudio.

A. Anexo: Resultados de ensayos de caracterización geotécnica

A.1. Resultados del ensayo de gravedad específica (ASTM D854-14, 2014).

Tabla A 1. Resultado del ensayo de gravedad específica sobre la arenisca.

Picnómetro No.	4	5	4	5	1	6
Peso frasco + agua + suelo (W_b) (g)	691.38	697.43	691.62	697.43	700.59	699.14
Temperatura (°C)	26.0	26.0	24.5	24.5	24.5	24.0
Peso frasco + agua (W_{bw}) (g)	653.27	659.20	653.46	659.39	662.13	660.58
Peso frasco (W_f) (g)	155.57	161.66	155.57	161.66	164.48	162.91
Peso agua - peso frasco (W_n) (g)	498.07	497.91	498.07	497.91	497.83	497.79
Peso del Suelo Seco (g) (W_s) (g)	60.18	60.41	60.29	60.29	60.85	60.97
Peso Real del Suelo Seco (g) (W_s) (g)	60.18	60.41	60.29	60.29	60.85	60.97
$W_w = W_s + W_{bw} - W_{bws}$ (g)	22.1	22.2	22.1	22.3	22.4	22.4
Coeficiente de temperatura K	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999
G_s	2.72	2.72	2.72	2.71	2.71	2.72
G_s promedio	2.72					

A.2. Resultados del ensayo de granulometría (ASTM D6913-04, 2009)

Tabla A 2. Resultado del ensayo de granulometría para CP-1.

Tamiz Número	Tamiz Medida (mm)	Peso Suelo Retenido (g)	Porcentaje Retenido	Porcentaje Retenido Acumulativo	Porcentaje Acumulativo Pasa
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100
1"	25.00	0.00	0.00	0.00	100

Tamiz Número	Tamiz Medida (mm)	Peso Suelo Retenido (g)	Porcentaje Retenido	Porcentaje Retenido Acumulativo	Porcentaje Acumulativo Pasa
3/4"	19.05	0.00	0.00	0.00	100
1/2"	12.50	0.00	0.00	0.00	100
3/8"	9.53	0.00	0.00	0.00	100
4	4.75	0.00	0.00	0.00	100
10	2.00	38.92	1.30	1.30	99
20	0.85	1072.24	35.74	37.04	63
40	0.43	1033.14	34.44	71.48	29
60	0.25	415.41	13.85	85.32	15
100	0.15	266.34	8.88	94.20	6
140	0.11	77.26	2.58	96.78	3
200	0.08	51.95	1.73	98.51	1
Fondo	Fondo	44.75	1.49	100.00	0
		Suma	100.00		

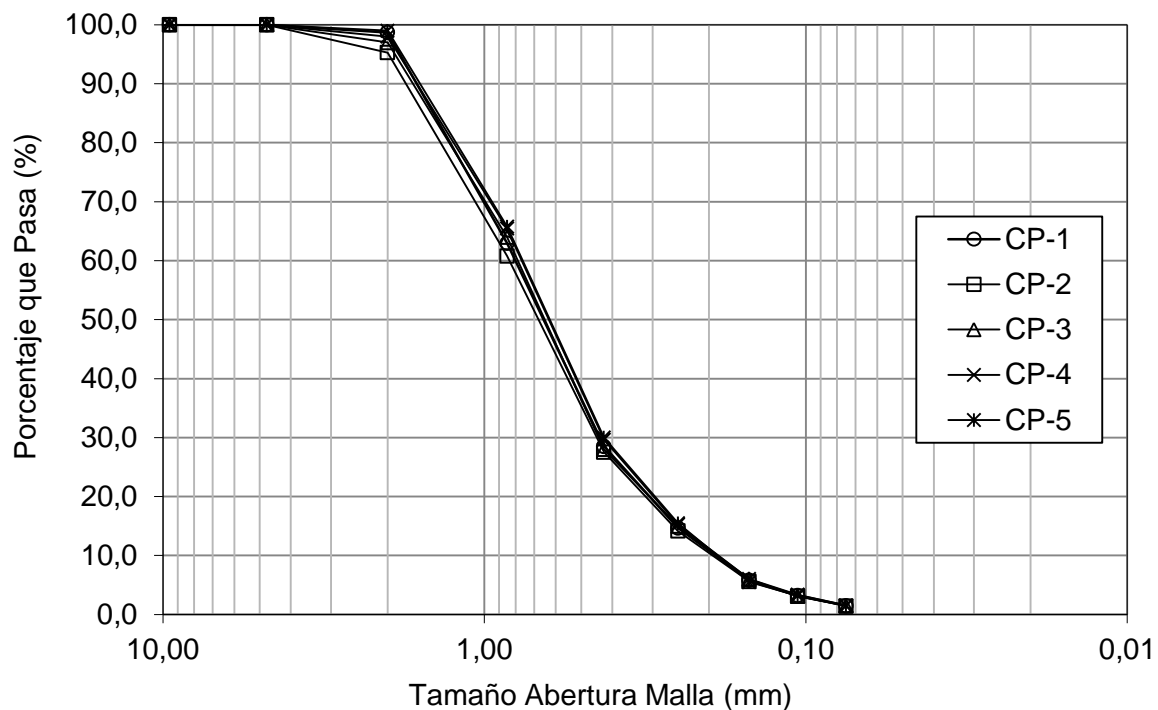


Figura A 1. Curva granulométrica para 5 cuerpos de prueba. $D_{10}=0.2$ mm, $D_{30}=0.44$ mm, $D_{60}=0.80$ mm. $C_u=4.19$, $C_c=1.25$. USCS=SP.

A.3. Resultados del ensayo de desleimiento (ASTM D4644-08, 2008)

Tabla A 3. Resultados de ensayo de desleimiento.

CP	Peso seco de tambores (g)	Peso seco de tambores + Peso de muestra (g)	Peso seco de tambores + Peso de muestra después del segundo ciclo(g)	Índice de durabilidad (%)
1	2156.95	2612.78	2158.75	0.39
2	2142.41	2616.68	2144.2	0.38
3	2153.1	2604.68	2154.7	0.35
4	2150.57	2660.56	2152.38	0.35
5	2156.95	2622.78	2158.85	0.41

A.4. Densidad relativa (ASTM D4253-00, 2006), (ASTM D4254-00, 2003).

Tabla A 4. Resultados ensayo de compactación de Proctor estándar.

Ensayo	1	2	3	4
Cilindro	714	714	714	714
Diámetro (cm)	10.152	10.151	10.151	10.151
Altura (cm)	11.657	11.657	11.657	11.657
Volumen ($10^{-3}m^3$)	0.944	0.943	0.943	0.943
Peso del molde (g)	3815	3815	3815	3815
Peso del molde + Sc (g)	5635	5840	5855	5775
Peso del Suelo compactado (g)	1820	2025	2040	1960
Peso unitario húmedo (kNm^{-3})	19	21	21	20
Humedad (%)	8	11	14	16
Peso unitario seco (kNm^{-3})	17	19	19	17

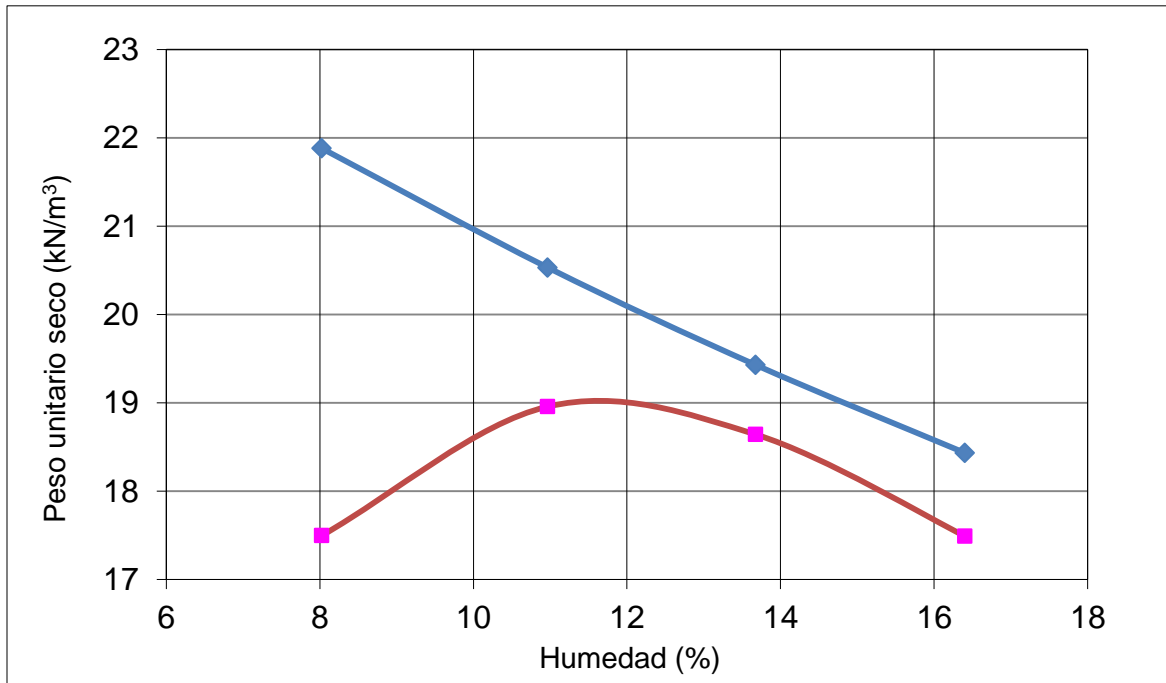


Figura A 2. Curva de compactación (proctor estándar) de la arena. $\gamma_{d\max} = 19 \text{ kN/m}^3$ y humedad óptima = 11,6%.

Tabla A 5. Ensayo de densidad unitaria suelta

Ensayo	1	2	3	4	5	6
Cilindro	714	714	714	714	714	714
Diámetro (cm)	15.261	15.261	15.261	15.261	15.261	15.261
Altura (cm)	11.661	11.661	11.661	11.661	11.661	11.661
Volumen (10^{-3}m^3)	2.13	2.13	2.13	2.13	2.13	2.13
Peso del molde (g)	6105	6105	6105	6105	6105	6105
Peso del molde + S_c (g)	8625	8710	8740	8625	8645	8650
Peso del Suelo compactado (g)	2520	2605	2635	2520	2540	2545
Peso unitario húmedo (kNm^{-3})	12	12	12	12	12	12
Humedad (%)	3	3	3	3	3	3
Peso unitario seco (kNm^{-3})	11	12	12	11	11	11

Tabla A 6. Relación de vacíos mínima y máxima.

Propiedad	Unidad	Valor
Y_o	kNm^{-3}	9.81
$Y_{d\min}$	kNm^{-3}	11.38
G_s	--	2.72
e_{\max}	--	1.34
e_{\min}	--	0.10

Tabla A 7. Densidad relativa para seis cuerpos de prueba.

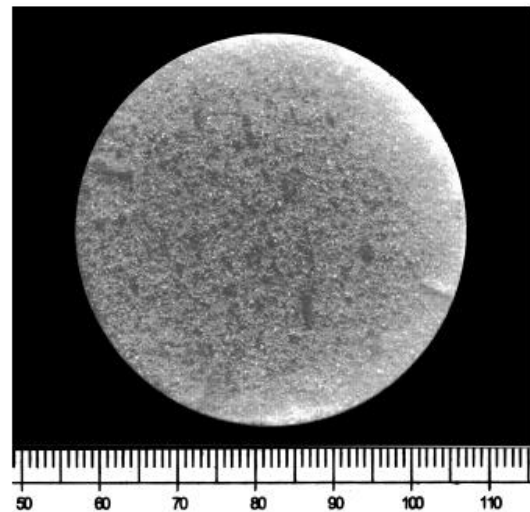
CP	Relación de vacíos	Densidad relativa
1	0.12	0.98
2	0.20	0.92
3	0.14	0.97
4	0.13	0.98
5	0.16	0.95
6	0.12	0.95

B. Anexo: Proceso de saturación sobre material sintético.

El material poroso sintético empleado para el proceso de saturación es una espuma fenólica (polímero termoestable) de célula abierta, Figura B 1. Este material fue seleccionado para observar el comportamiento de un material poroso con mediana compresibilidad durante un proceso de saturación en una celda de ensayo triaxial convencional en suelos, para posteriormente aplicar los mismos métodos sobre la arenisca.



(a) cuerpo de prueba



(b) vista cercana de la sección transversal

Figura B 1. Espuma fenólica empleada para el proceso de saturación (medidas en centímetros)

El principal uso comercial de esta espuma, por ser un material celular completamente abierto con alta friabilidad y alta absorción de fluido, es como soporte y medio de retención de agua en los arreglos florales. Entre las principales propiedades físicas de la espuma fenólica se tienen: el peso unitario seco de 0.245 kN m^{-3} y la resistencia a la compresión simple de 68.6 kPa (Gardziella, Pilato, & Knop, 2000). El Tabla B 1 muestra algunas otras propiedades físicas de esta espuma.

Tabla B 1. Propiedades físicas de la espuma fenólica de célula abierta. (Gardziella, Pilato, & Knop, 2000).

Descripción	Unidad	Valor
Sólidos secos	1	0.775 a 0.79
Viscosidad. 20°C	MPa s	2300 a 3000
Reactividad. T_{max}	$^\circ\text{C}$	104 a 107
Contenido de fenol libre	1	0.054 a 0.060
Contenido de formaldehído libre	1	0.005 a 0.01
Peso específico seco	kN m^{-3}	0.245
Resistencia a la compresión simple	kN m^{-2}	68.6

Los demás parámetros de interés del material poroso en este estudio, tales como la porosidad y compresibilidad, Tabla B 2, se obtuvieron en el mismo procedimiento de medida; tal como se describe capítulo 4. Los cuerpos de prueba tuvieron la forma de cilindro, con un diámetro de 50 mm (en promedio) y una relación altura–diámetro comprendida entre 2 y 2.5.

Tabla B 2. Valores de las propiedades del material sintético usados en esta experimentación.

Descripción	Material sintético
Compresibilidad en kPa^{-1}	4.5×10^{-4}
Porosidad en %	10

Los resultados del ensayo de saturación por contrapresión, que se realizó sobre los tres cuerpos de prueba de material sintético, se presentan en el Tabla B 3. La presión atmosférica del ambiente (P_{atm}) donde se ensayaron todas las muestras fue en promedio de 85 kPa , y la temperatura promedio de $25 \text{ }^\circ\text{C}$.

Tabla B 3. Resultados de los ensayos de saturación en el material sintético.

Confinamiento (kPa)	Contrapresión (kPa)	<i>B</i>		
		CP-1	CP-2	CP-3
10	5	0.494	0.494	0.494
15	10	0.494	0.494	0.494
25	20	0.494	0.494	0.494
35	30	0.618	0.523	0.556
45	40	0.707	0.638	0.618
60	55	0.721	0.679	--
65	60	--	--	0.782
70	66	0.823	--	--
75	70	0.906	0.885	0.82
85	80	--	0.916	0.916
95	90	--	--	1.000

De acuerdo con lo anterior, la relación que resulta entre el grado de saturación y el parámetro *B*, mediante la aplicación de la Ecuación 4, se presenta en la Figura B 2, Figura B 3 y Figura B 4. Se puede observar en estas figuras, que se alcanzó una saturación completa en el cuerpo de prueba 3 (CP-3), mientras que en los cuerpos de prueba 1 y 2 (CP-1 y CP-2) se alcanzó un 90 % de saturación. Asimismo, se observa un comportamiento similar de la variación del grado de saturación con respecto al parámetro *B* en los tres casos.

De los ensayos de saturación también fue posible relacionar el grado de saturación con las contrapresiones suministradas, tal y como se observa en la Figura B 5, Figura B 6 y Figura B 7. De estas figuras se puede inferir que el CP-3 requirió más contrapresión que las demás para alcanzar los grados de saturación dados; mientras que el CP-1 fue el más fácil de saturar.

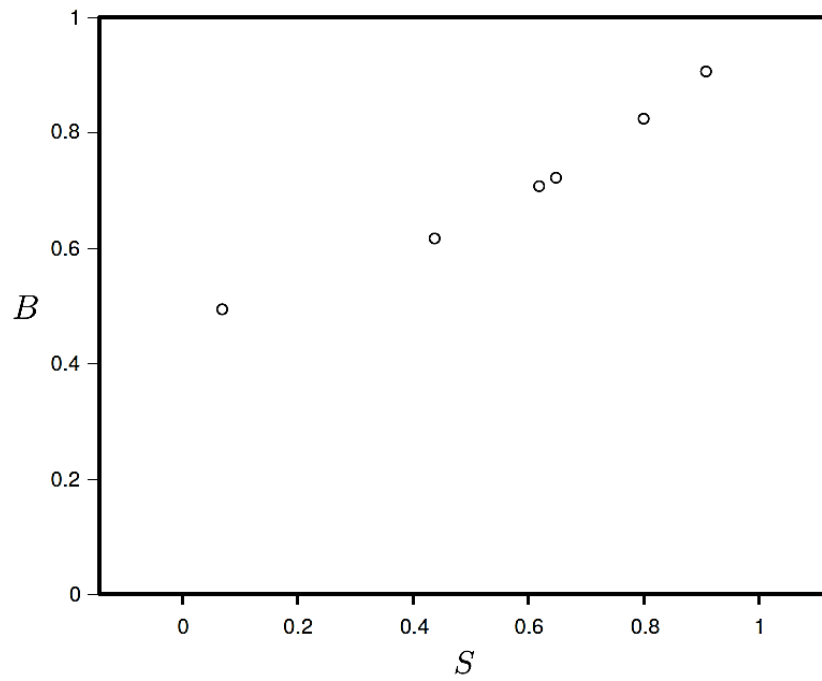


Figura B 2. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 1.

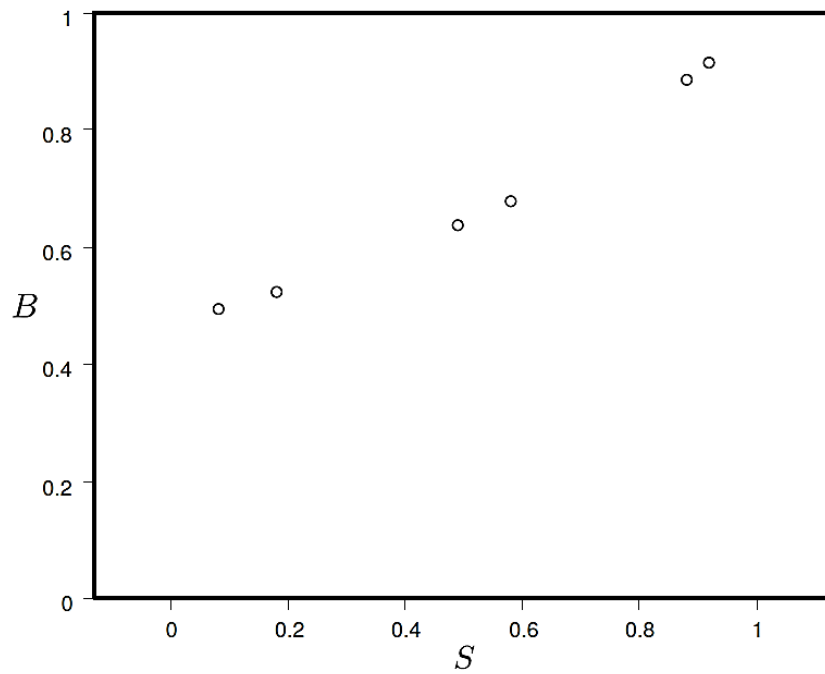


Figura B 3. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 2.

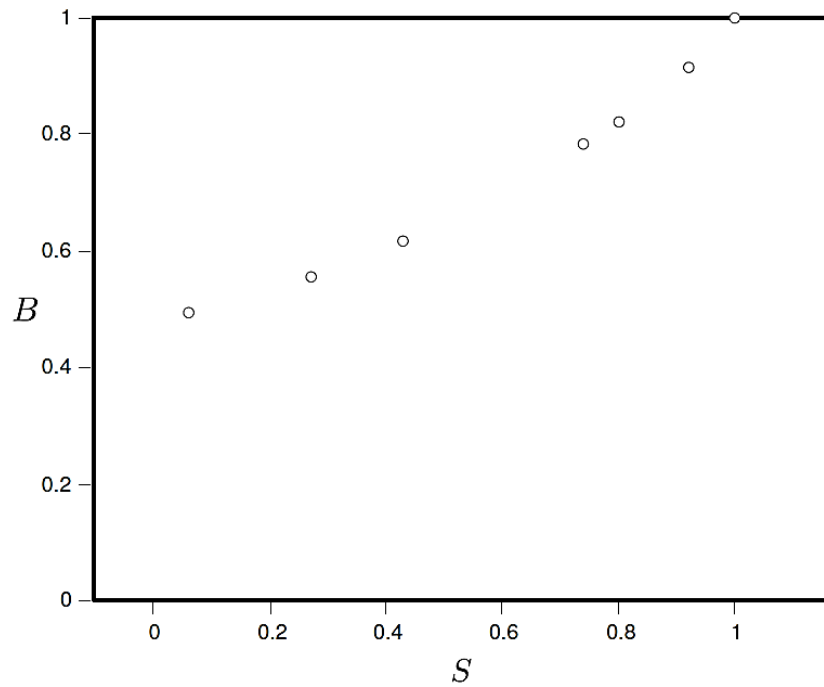


Figura B 4. Curva de correlación entre el parámetro B y el grado de saturación del cuerpo de prueba No 3.

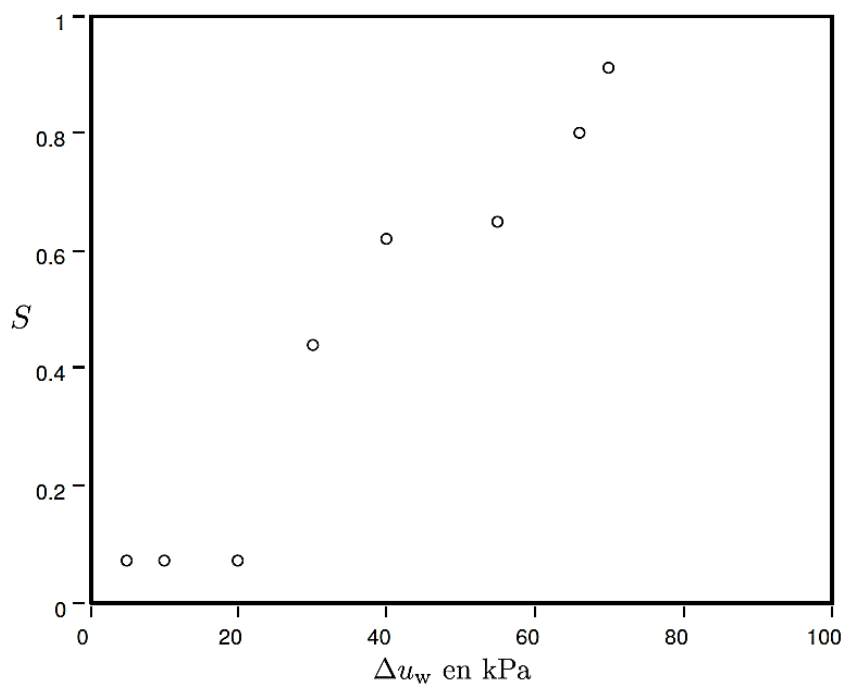


Figura B 5. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 1.

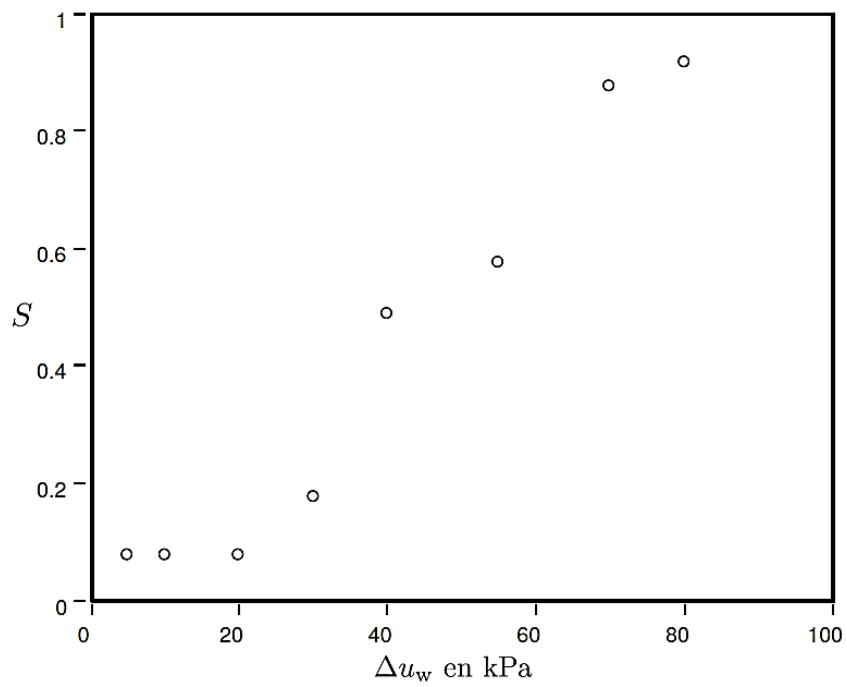


Figura B 6. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 2.

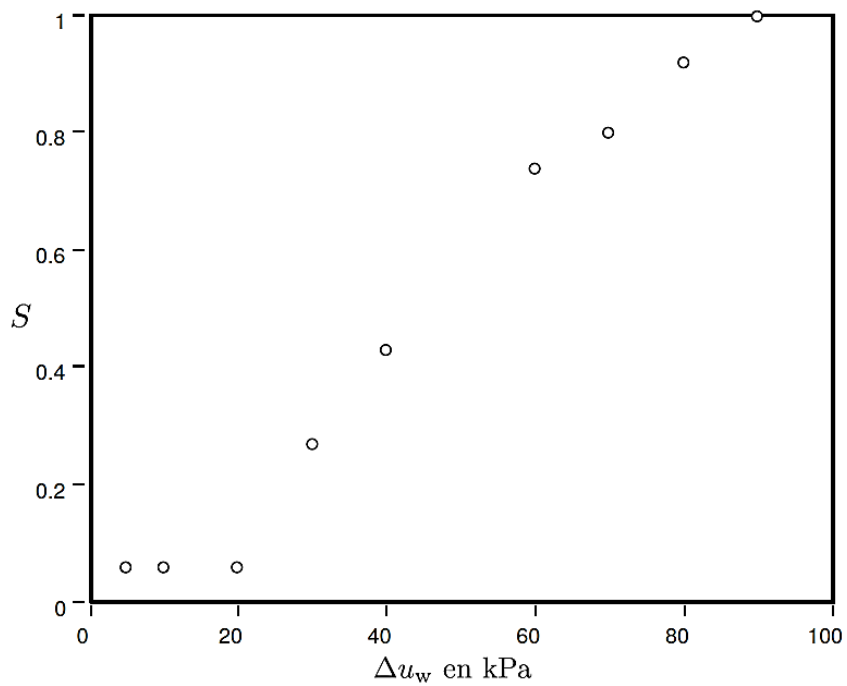


Figura B 7. Curva de correlación entre el grado de saturación y la contrapresión aplicada para el cuerpo de prueba No 2.

Para encontrar algunas relaciones empíricas, entre S con B y con $\Delta\mu_w$, se usaron las medidas de los tres cuerpos de prueba y se ajustaron funciones de regresión para las relaciones S vs. B y $\Delta\mu_w$ vs. S . Para el caso de S vs. B , la función de correlación, que se ajustó con un $RMSE$ de 0.005, fue una función cuadrática como se presenta a continuación:

$$B = 0.37S^2 + 0.127S + 0.485$$

Para el caso de $\Delta\mu_w$ vs. S , se debe normalizar la contrapresión con respecto a la presión atmosférica, u_{norm} , Ec 8, y es con este último que se busca la relación con S . Analizando la tendencia de los puntos, se observó que esta relación puede asemejarse a una función *sigmoide*. Los valores de los coeficientes encontrados y la forma de esta función, luego del análisis de regresión, dio la expresión

$$S = \frac{1.11 \times 10^{-4}}{1.11 \times 10^{-4} + e^{6.005u_{norm}}};$$

con un $RMSE$ de 0.075, y una confiabilidad del 85 %, Figura B 8.

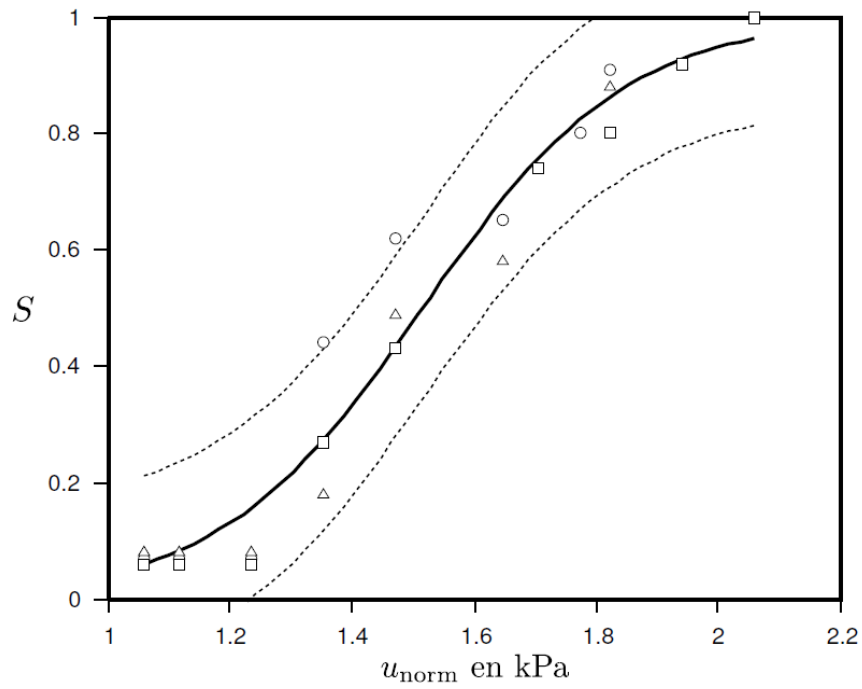


Figura B 8. Ajuste de la curva de regresión de la relación S vs u_w para seis cuerpos de prueba. Las líneas externas son los límites inferiores y superiores de predicción para posibles nuevas observaciones con una confianza de 85 %.

C. Anexo: Curvas esfuerzo–deformación unitaria–exceso de presión intersticial para los *UU–TXC* y *CIU–TXC*

C.1. Curvas esfuerzo–deformación unitaria–exceso de presión intersticial para los *UU–TXC*

C.1.1. Resultados $S \geq 0.97$

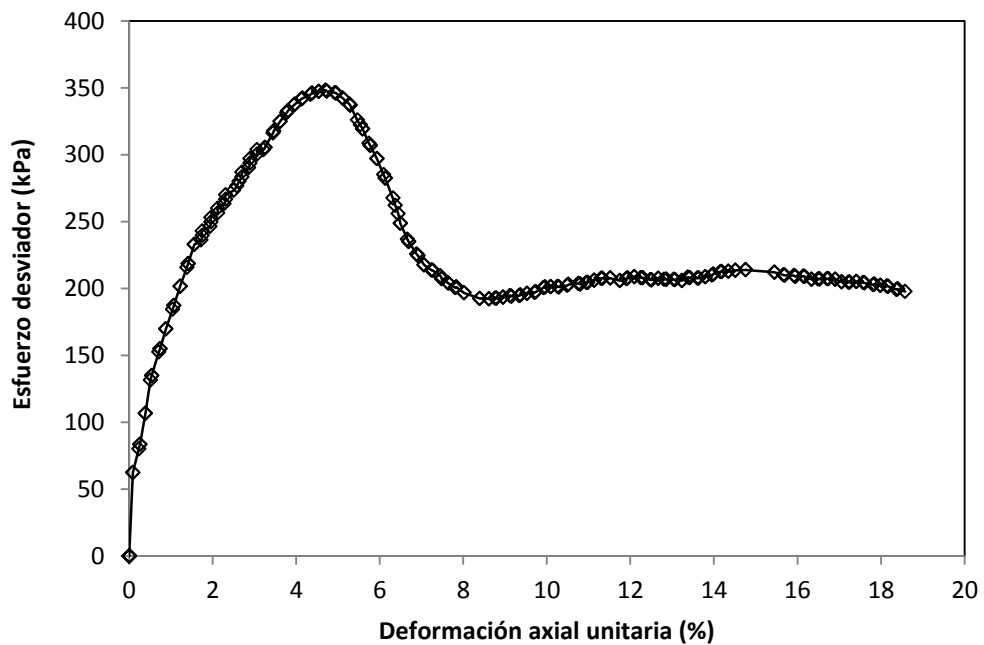


Figura C 1. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP–6.

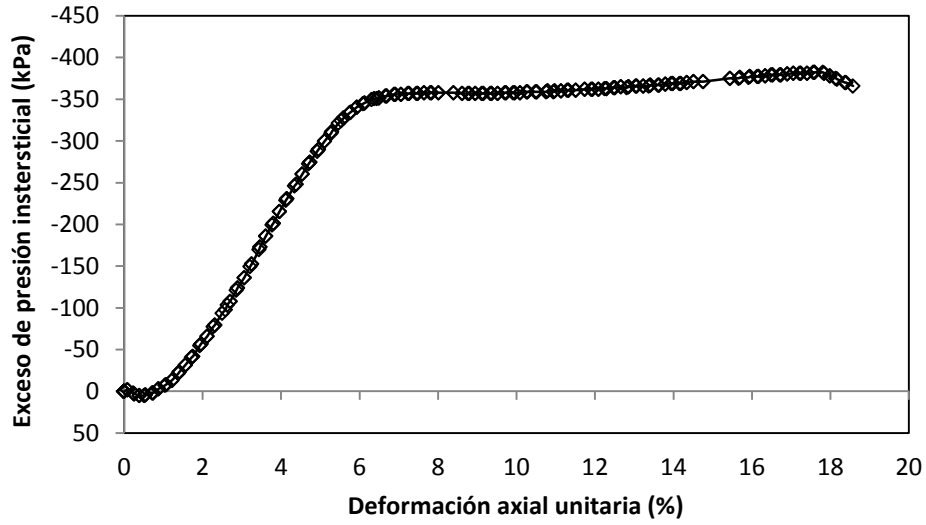


Figura C 2. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-6.

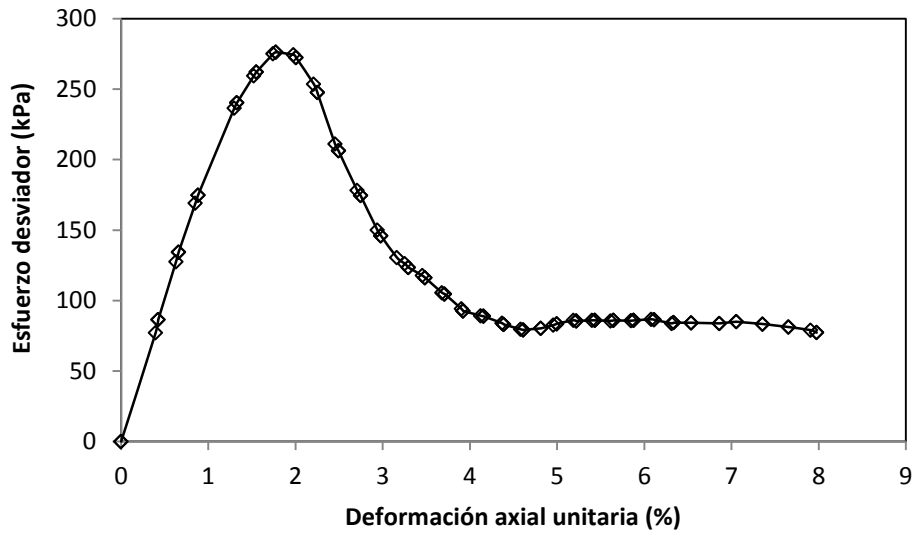


Figura C 3. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-7.

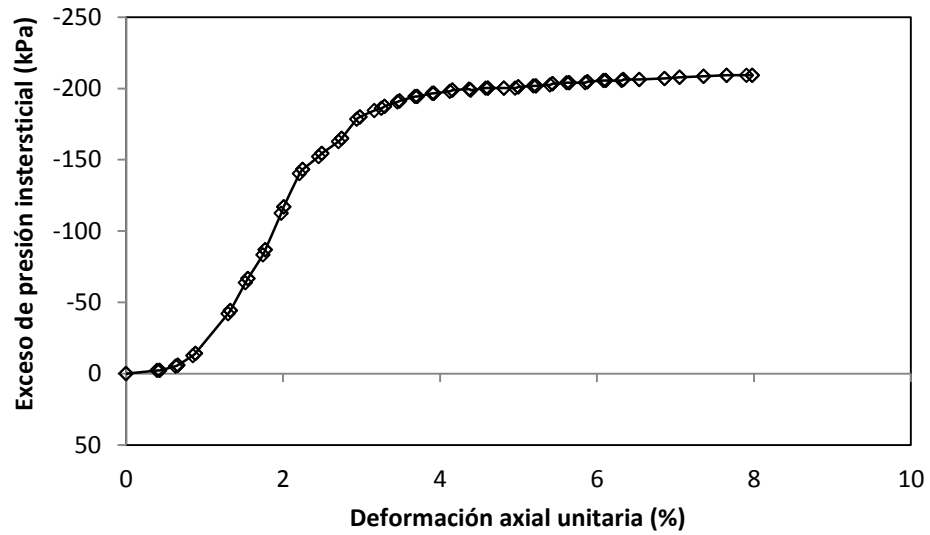


Figura C 4. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-7.

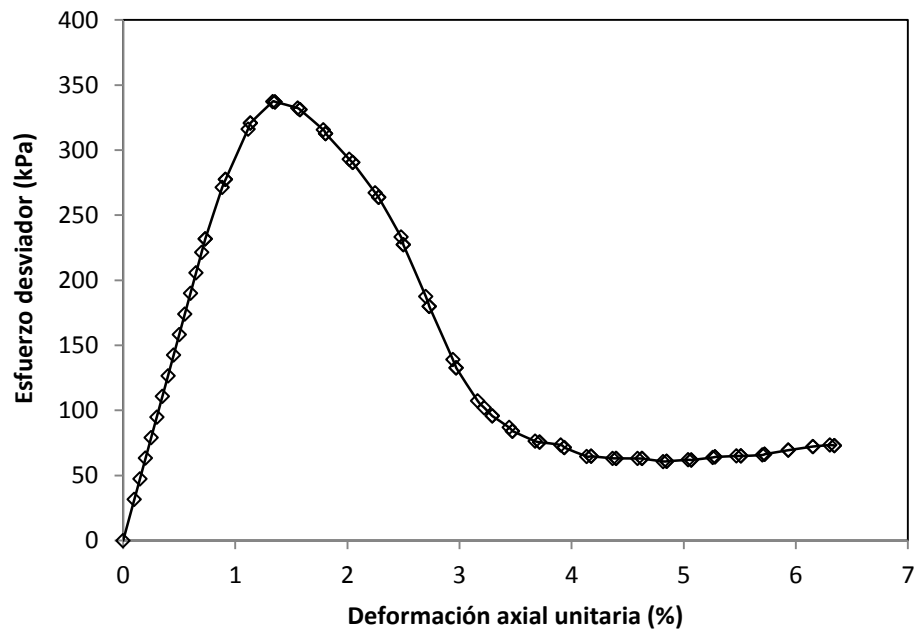


Figura C 5. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-8.

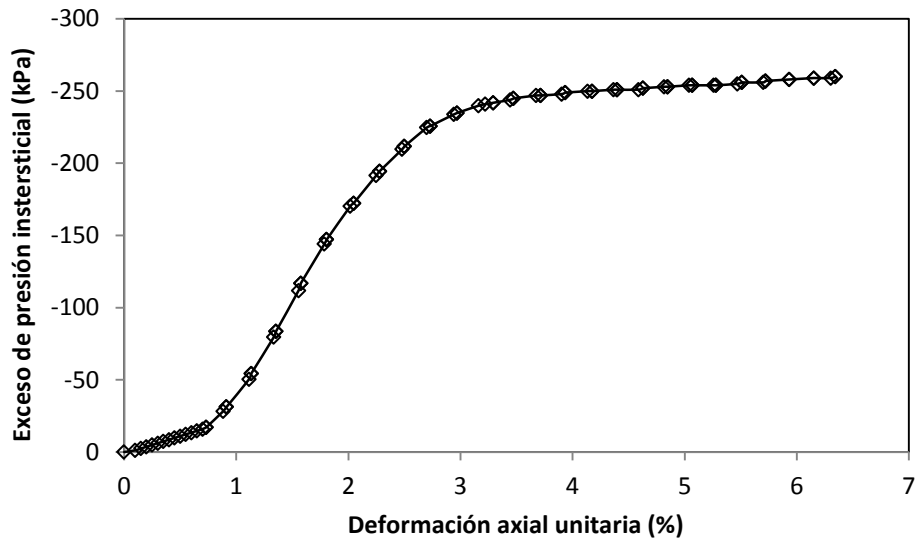


Figura C 6. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-8.

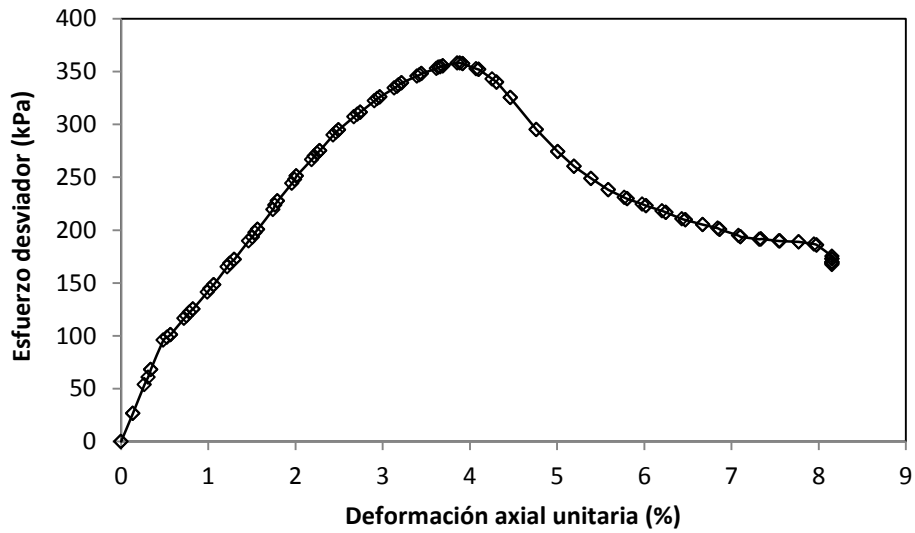


Figura C 7. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-9.

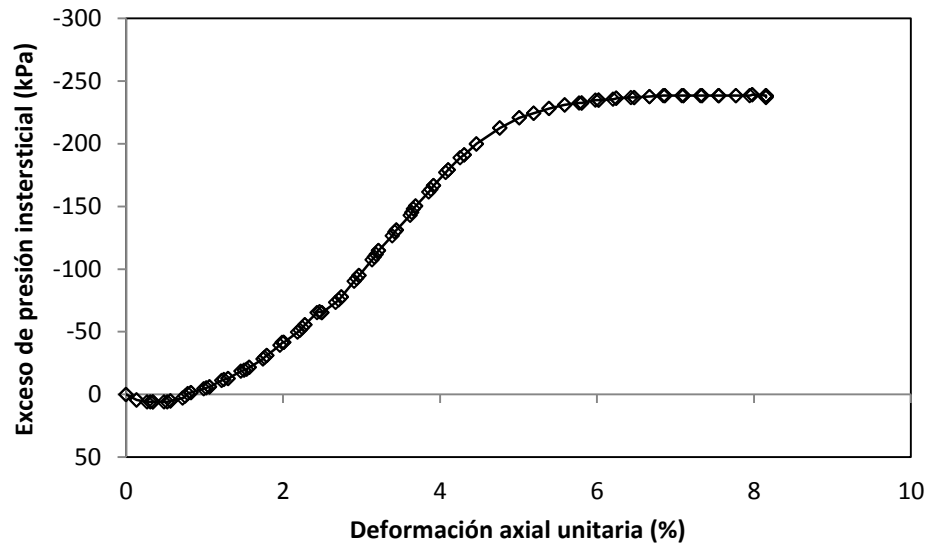


Figura C 8. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-9.

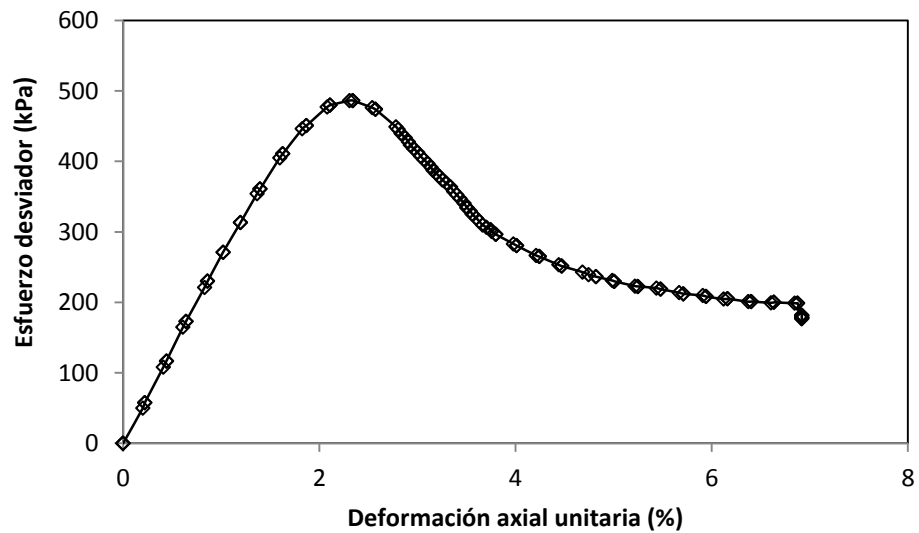


Figura C 9. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-10.

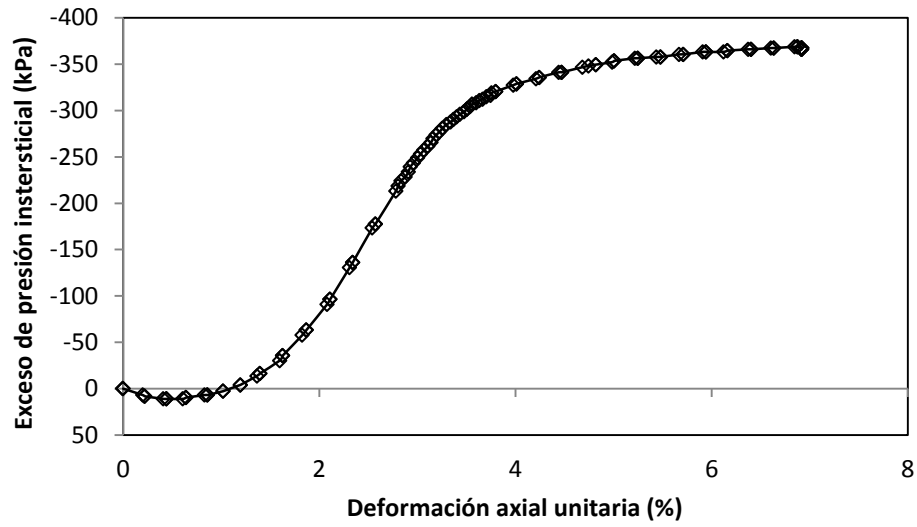


Figura C 10. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP–10.

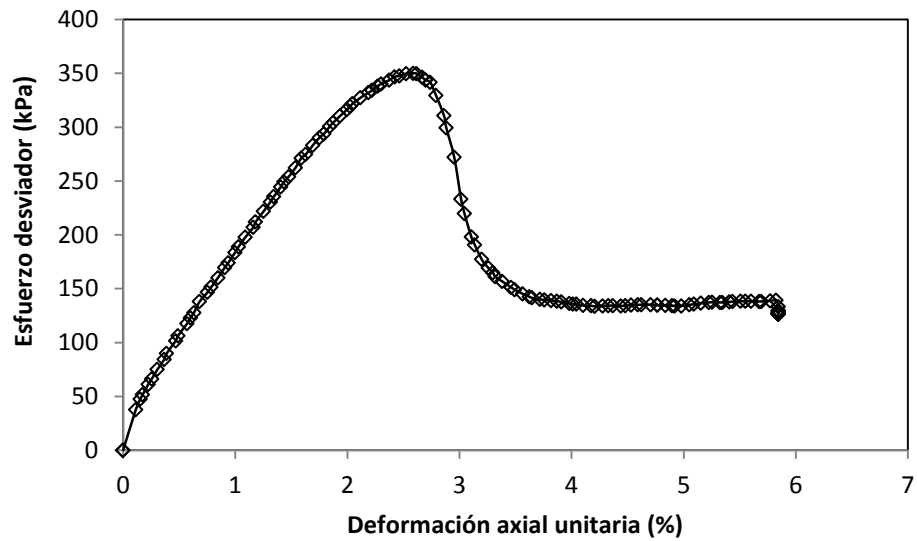


Figura C 11. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP–11.

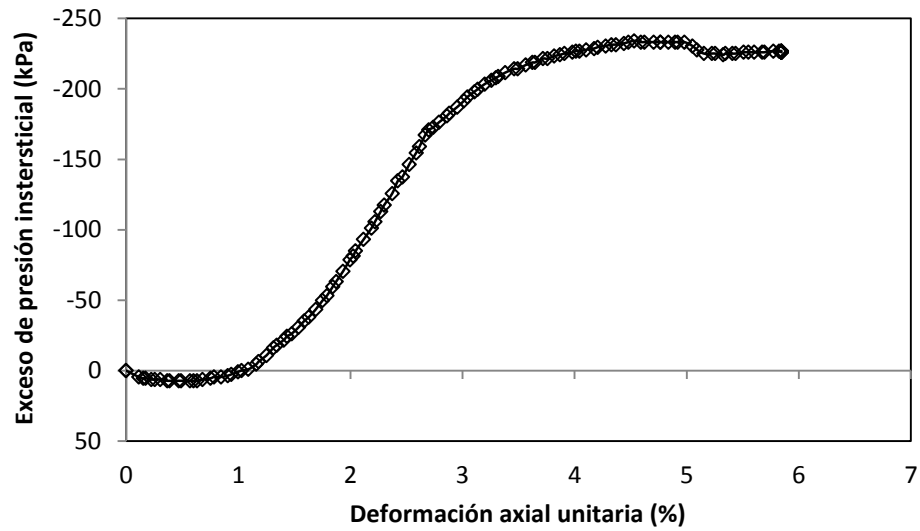


Figura C 12. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP–11.

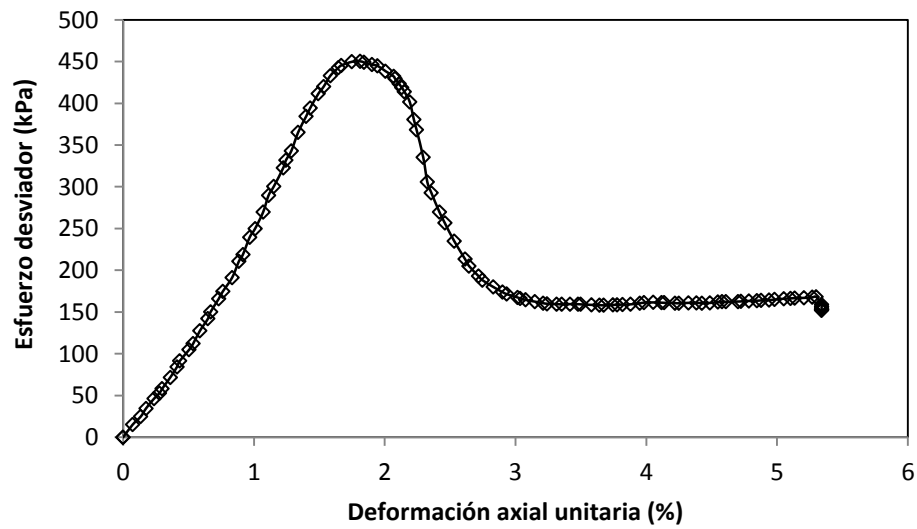


Figura C 13. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP–12.

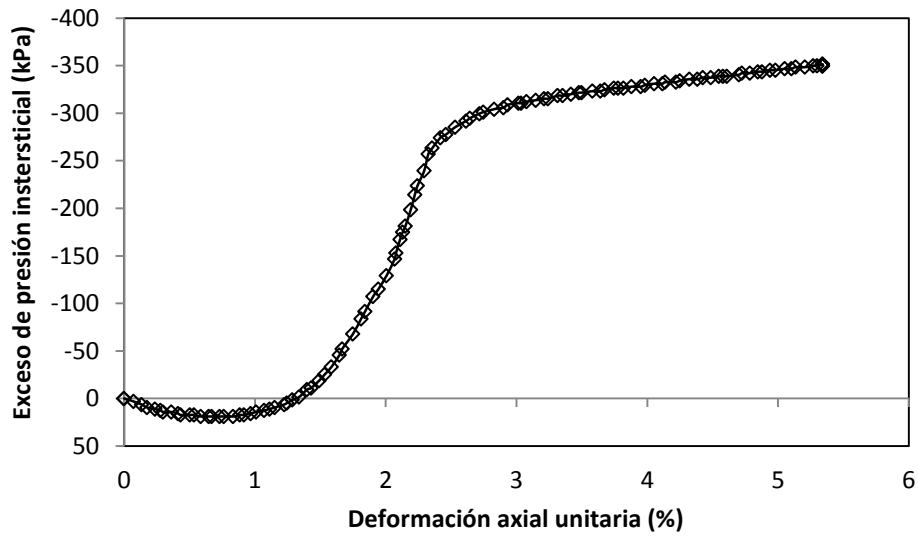


Figura C 14. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-12.

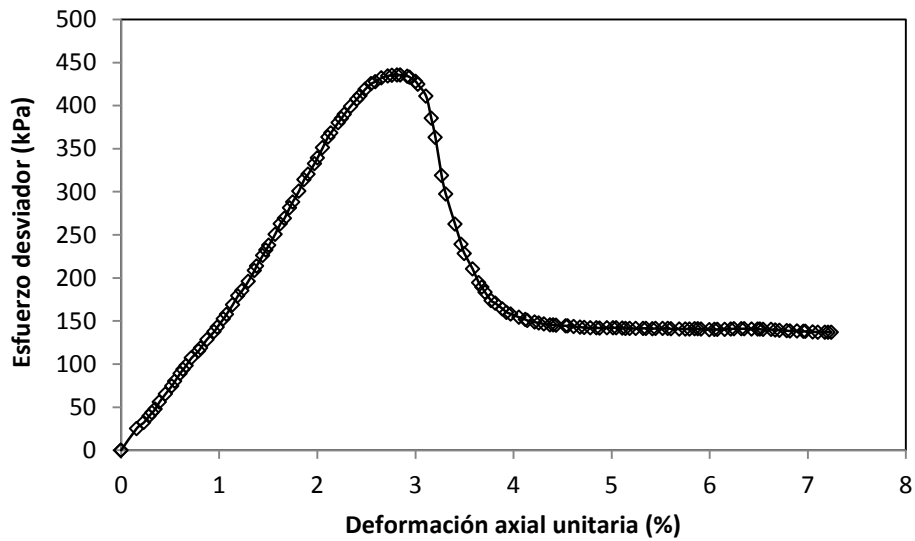


Figura C 15. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-13.

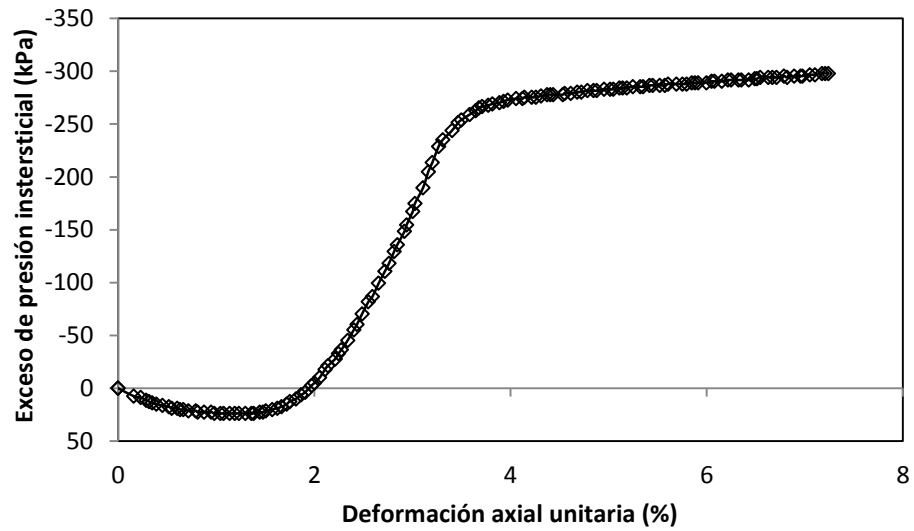


Figura C 16. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-13.

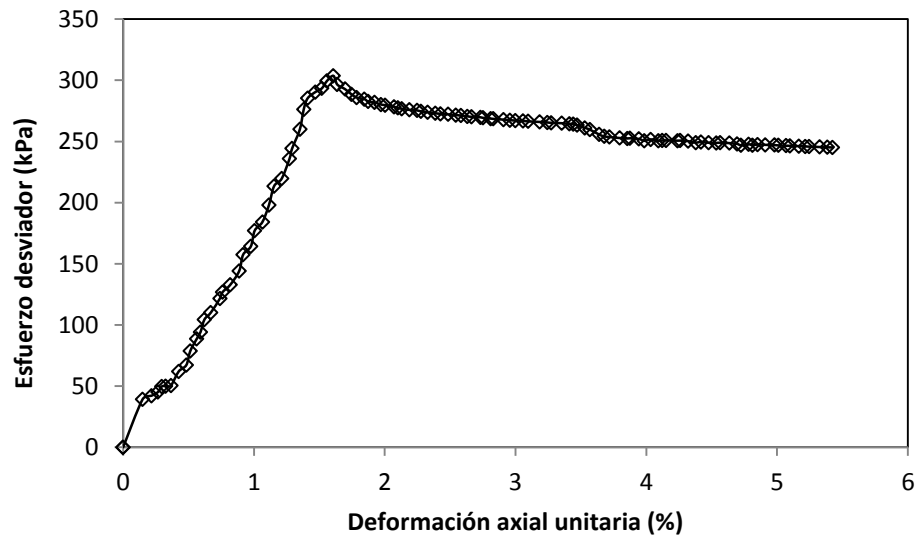


Figura C 17. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-14.

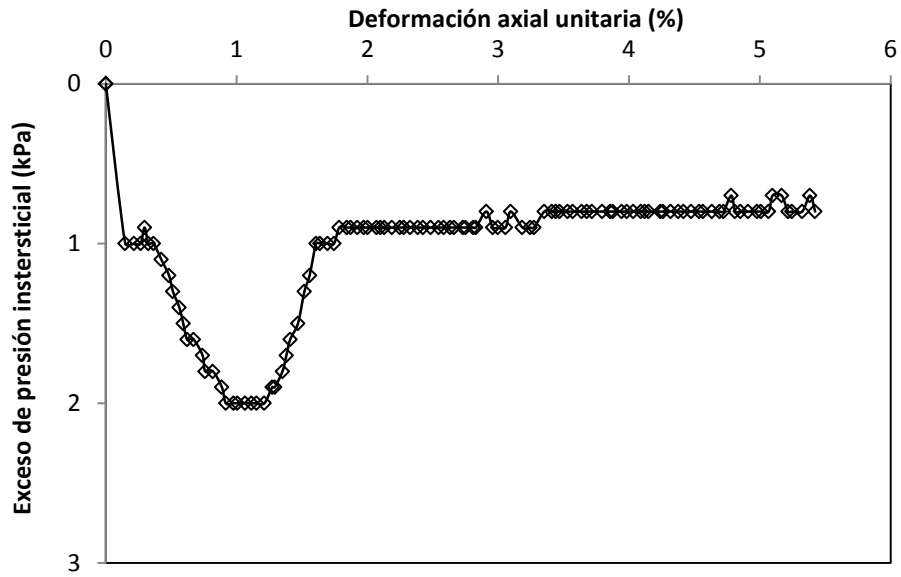


Figura C 18. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-14.

C.1.2. Resultados $S \approx 0.8$

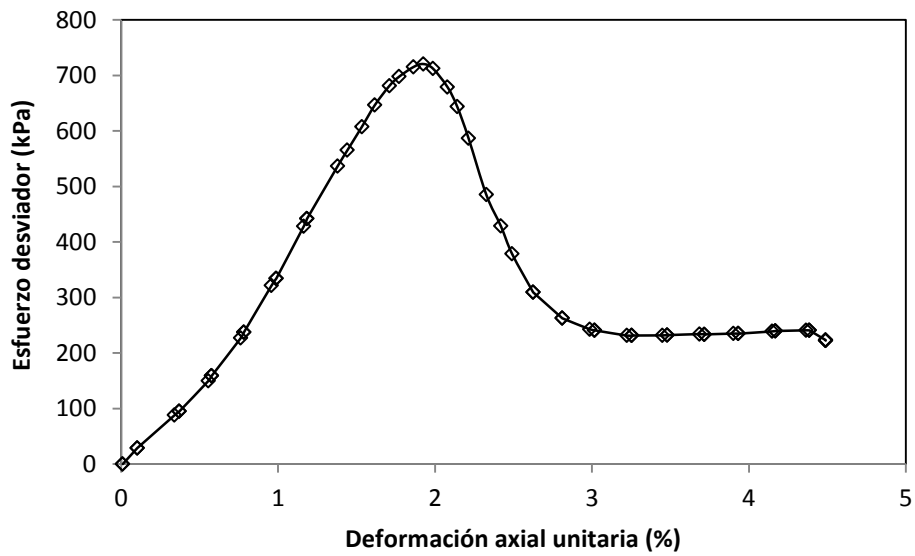


Figura C 19. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-15.

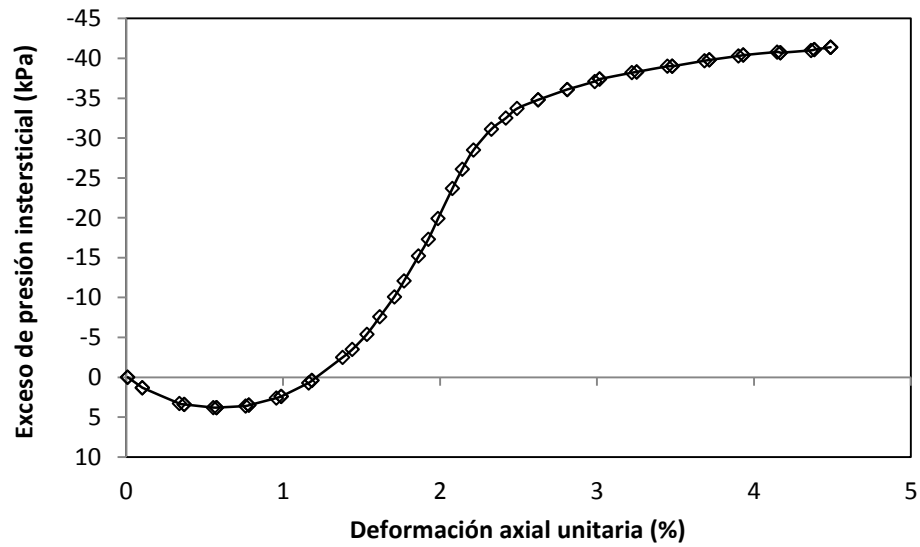


Figura C 20. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP–15.

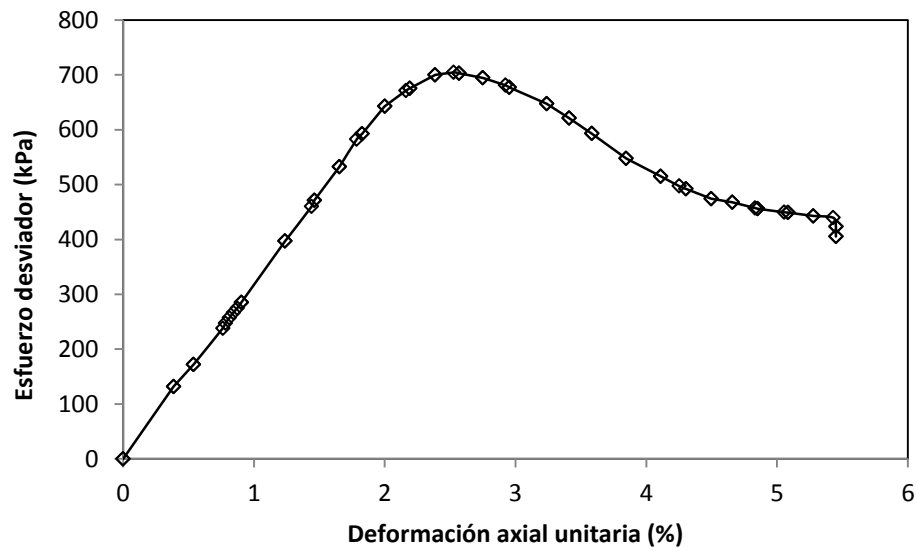


Figura C 21. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP–16.

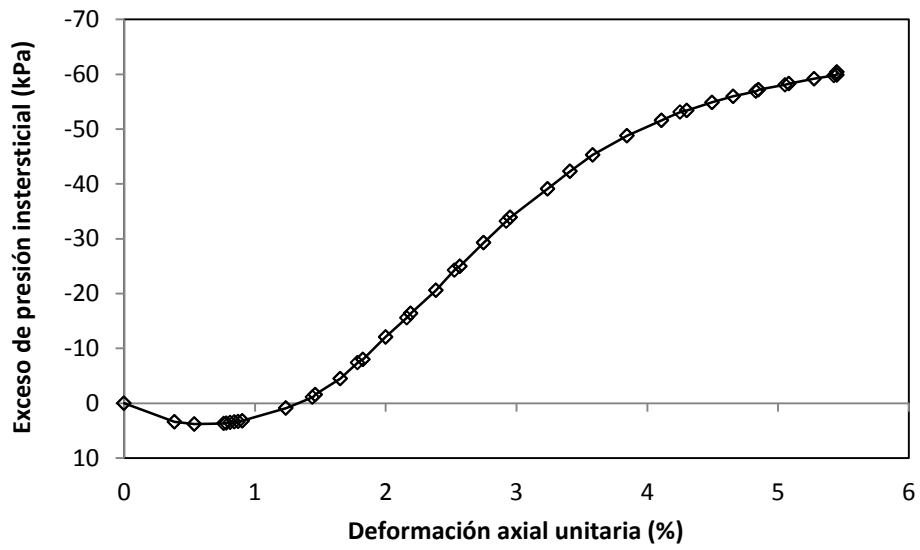


Figura C 22. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-16.

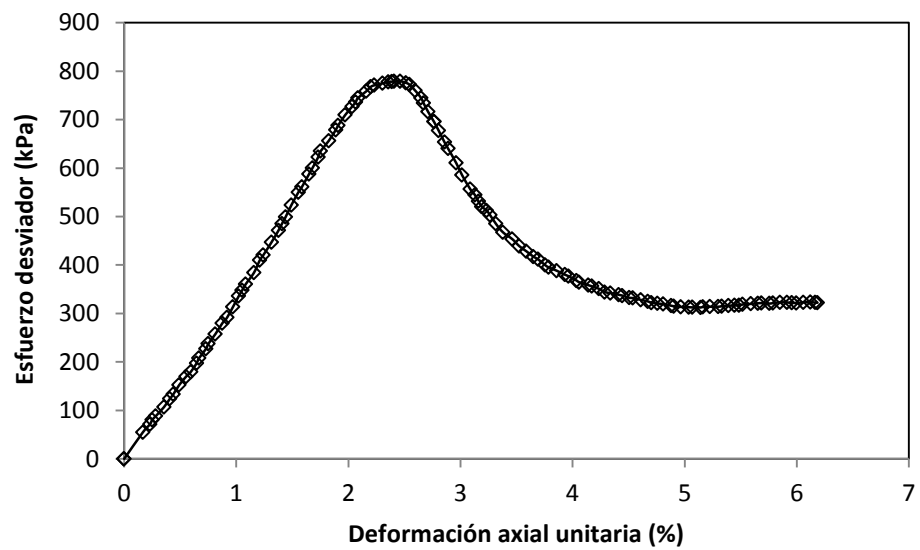


Figura C 23. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-17.

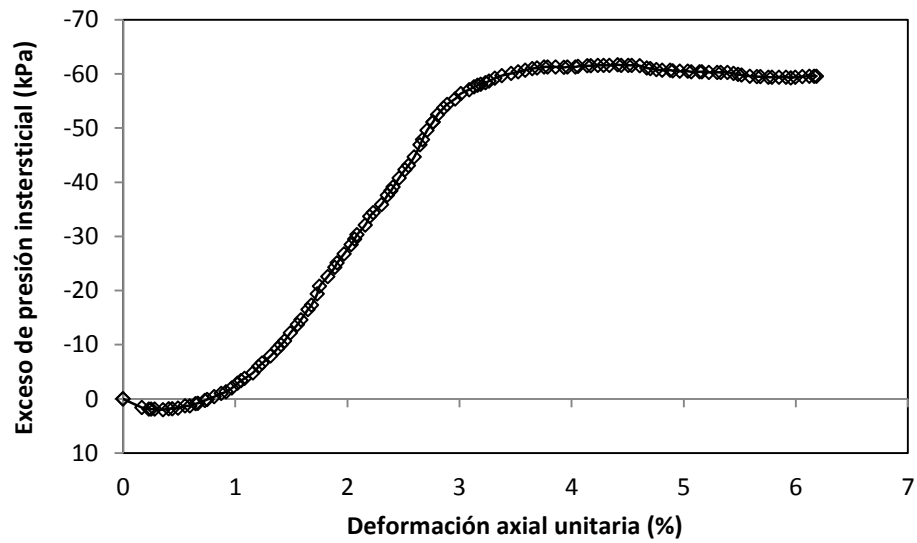


Figura C 24. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP–17.

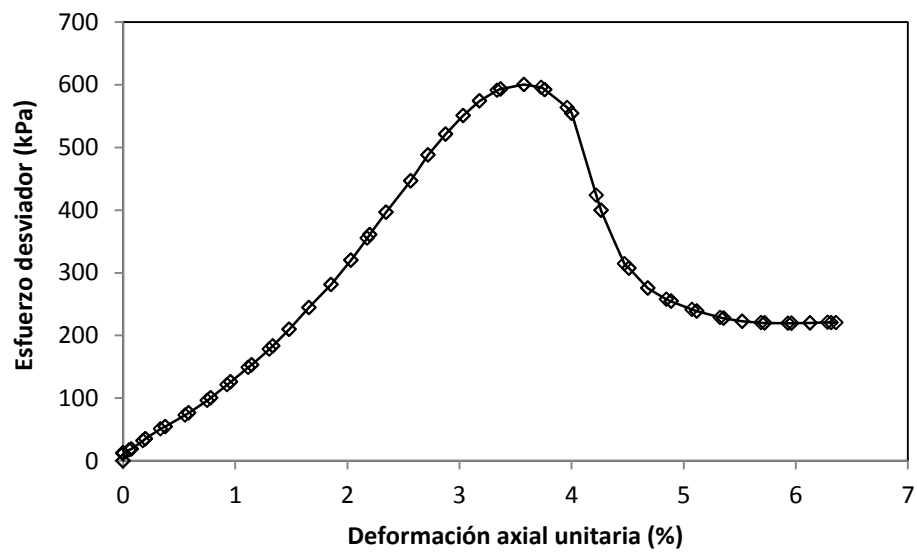


Figura C 25. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP–18.

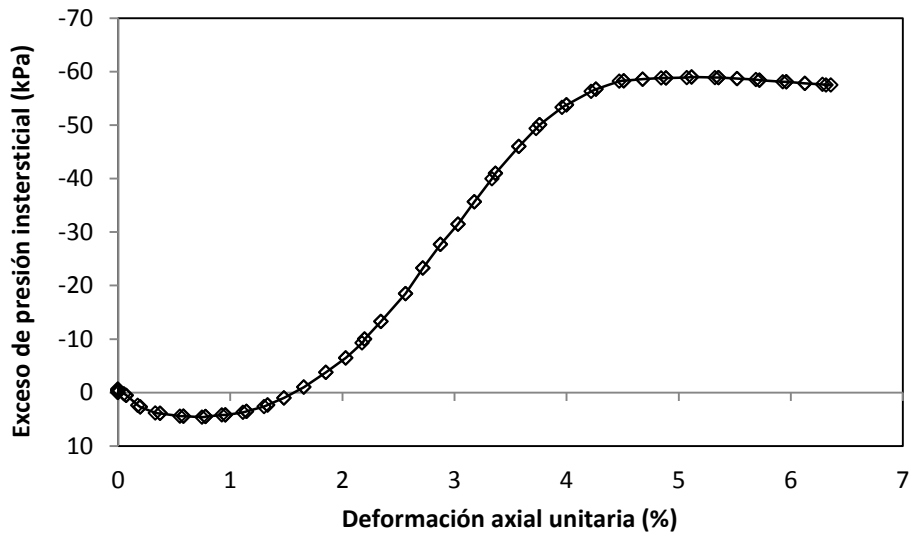


Figura C 26. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP–18.

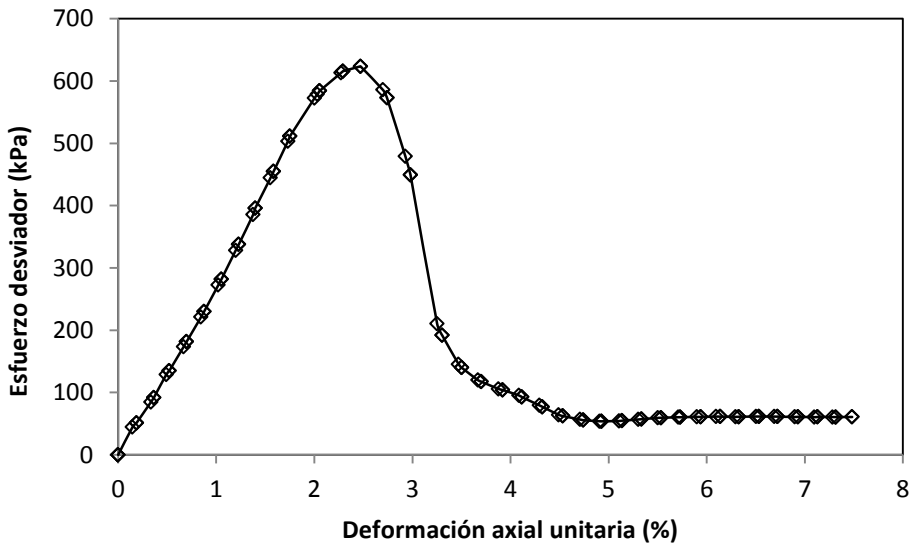


Figura C 27. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP–19.

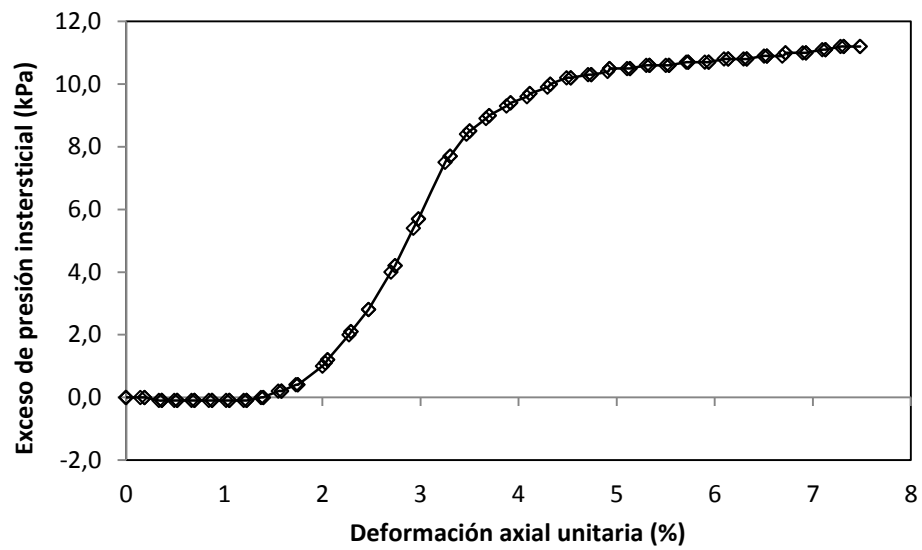


Figura C 28. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-19.

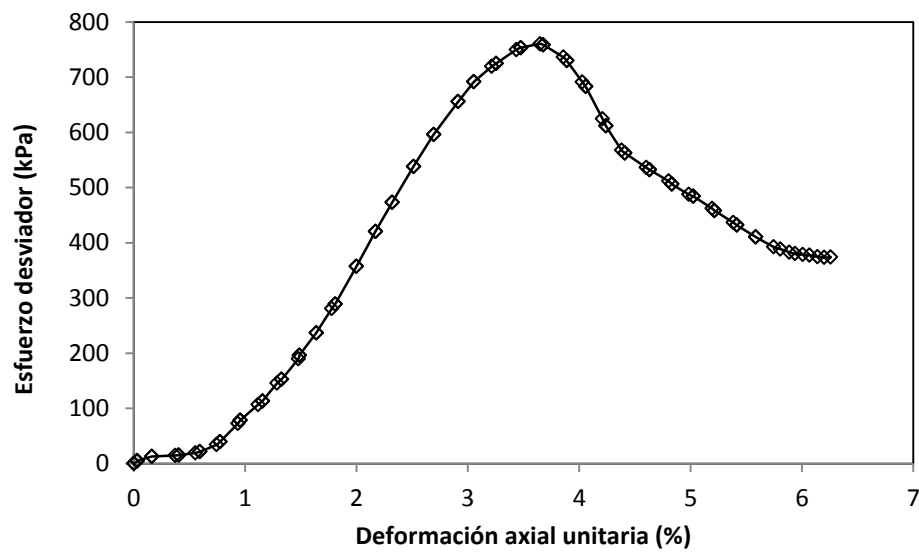


Figura C 29. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-20.

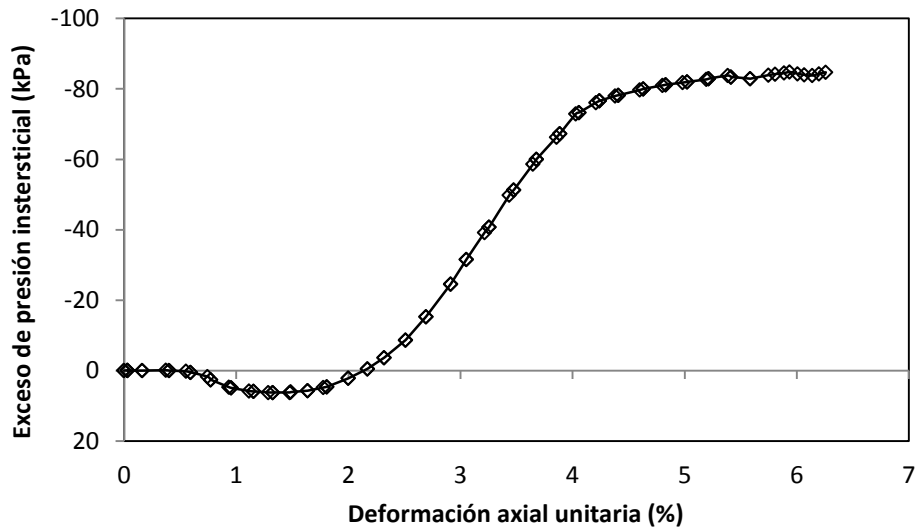


Figura C 30. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP–20.

C.1.3. Resultados $S \approx 0.3$

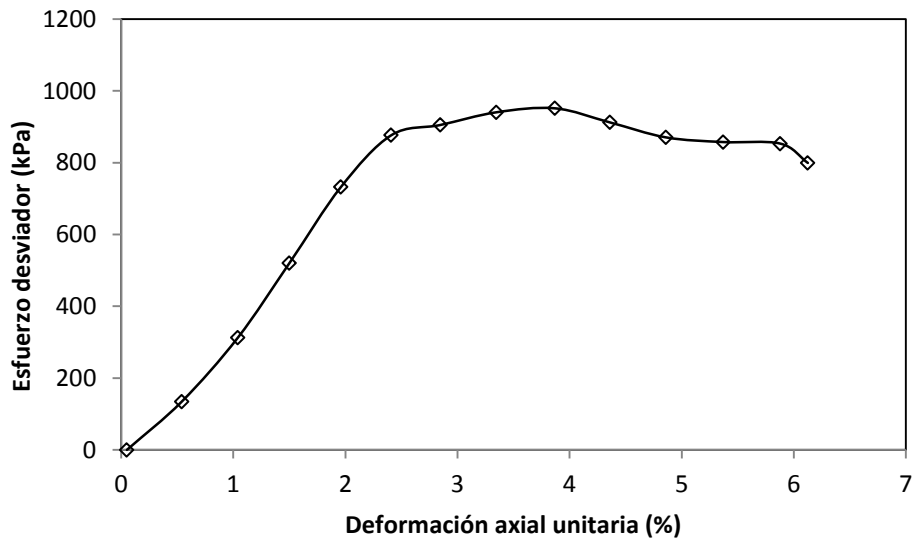


Figura C 31. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP–21.

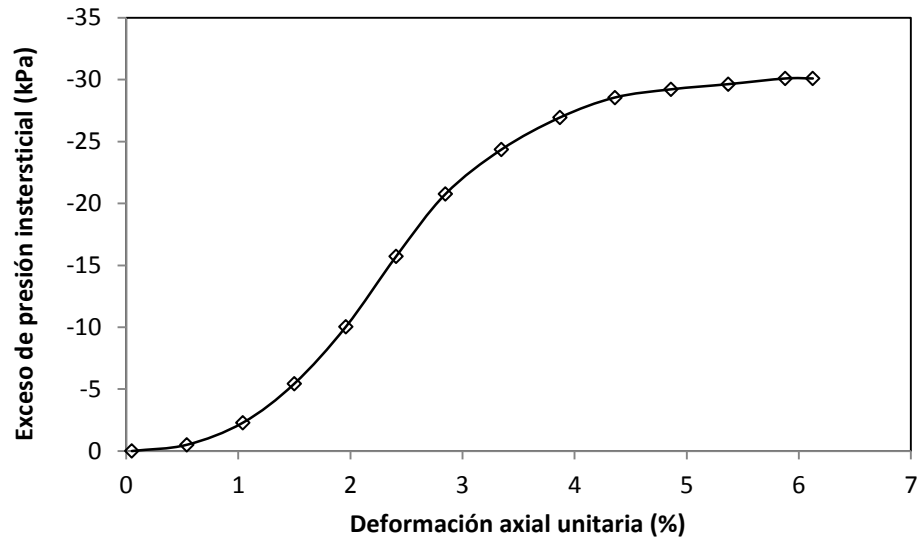


Figura C 32. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-21.

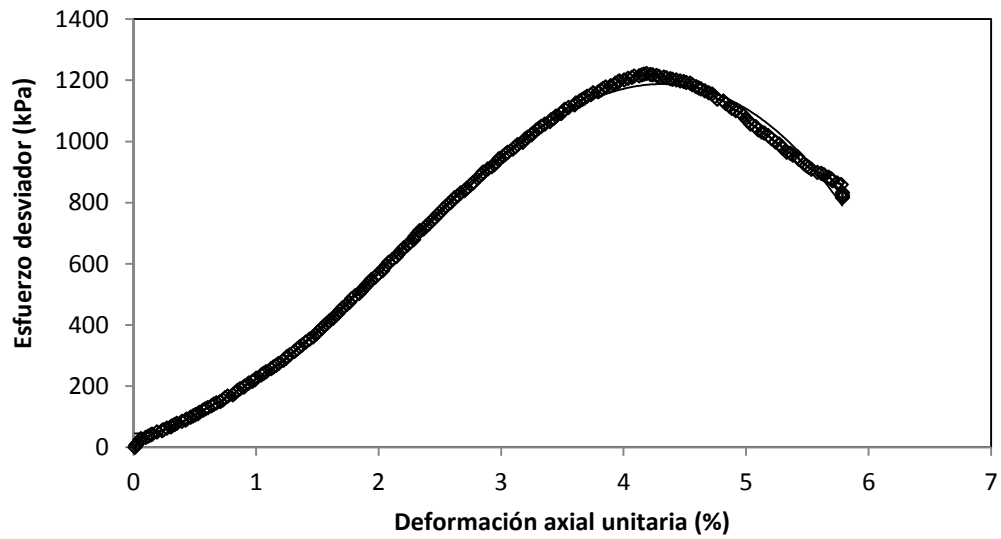


Figura C 33. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-22.

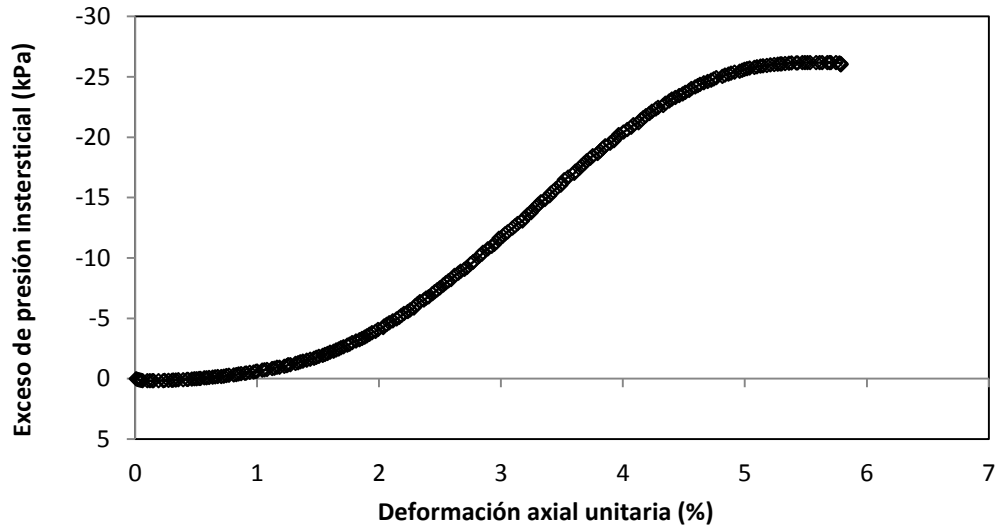


Figura C 34. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-22.

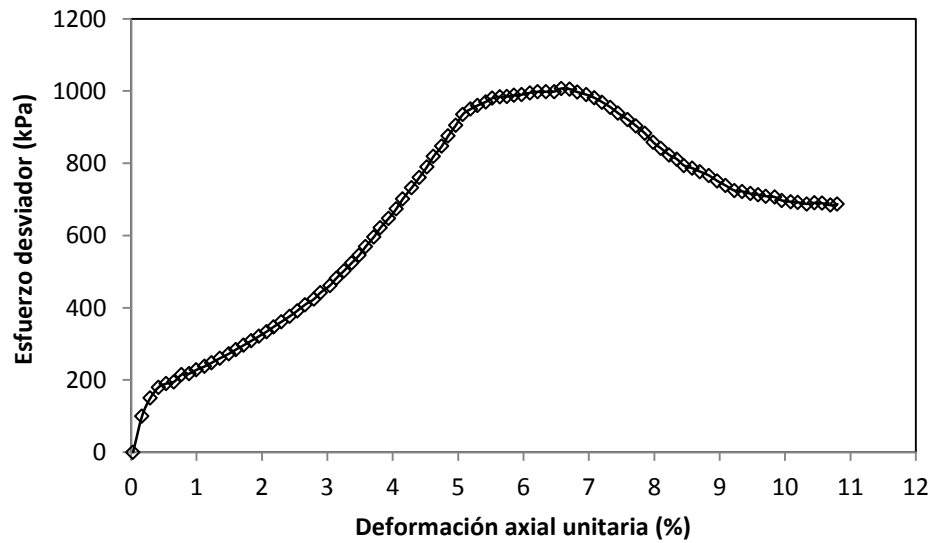


Figura C 35. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-23.

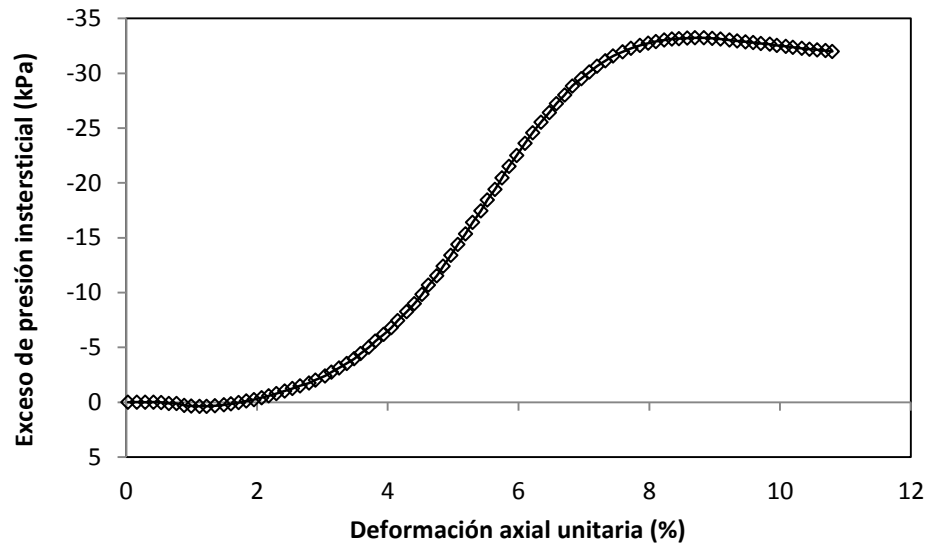


Figura C 36. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-23.

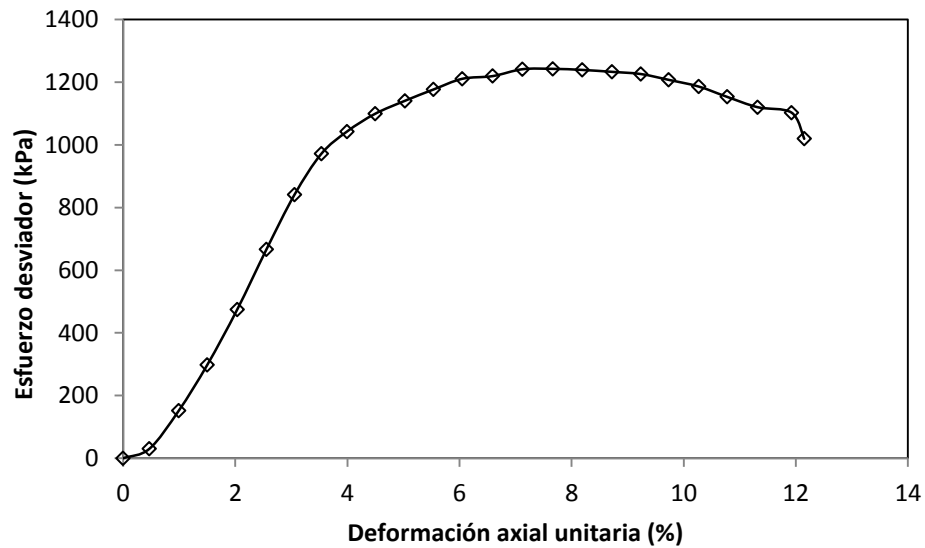


Figura C 37. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-24.

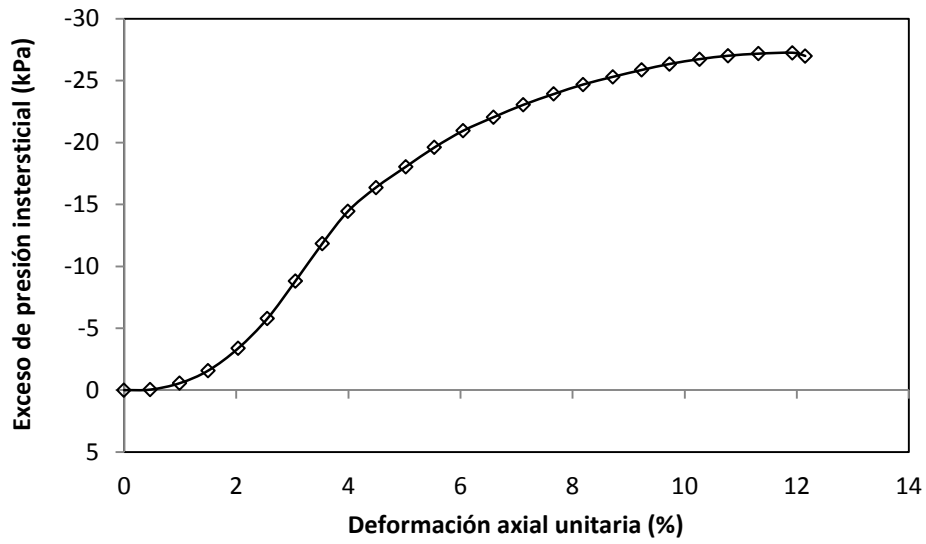


Figura C 38. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP-24.

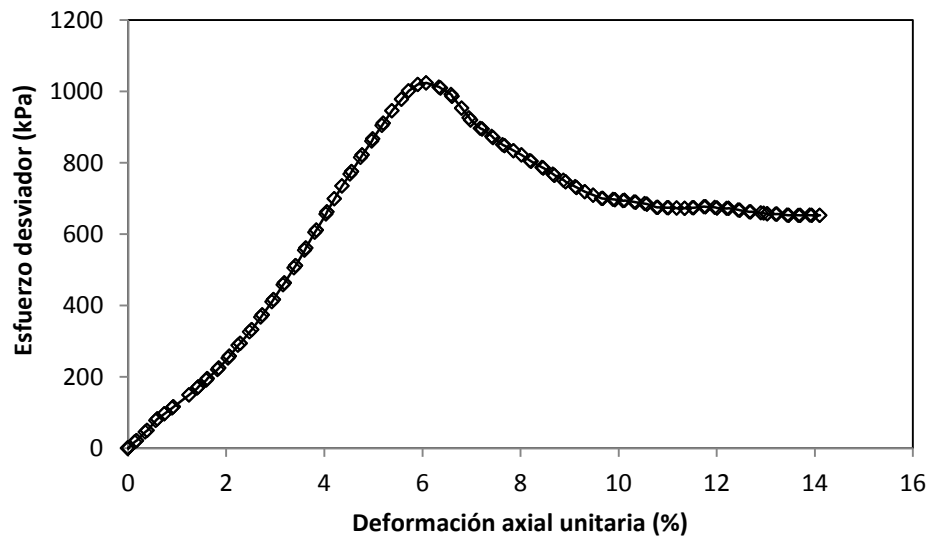


Figura C 39. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP-25.

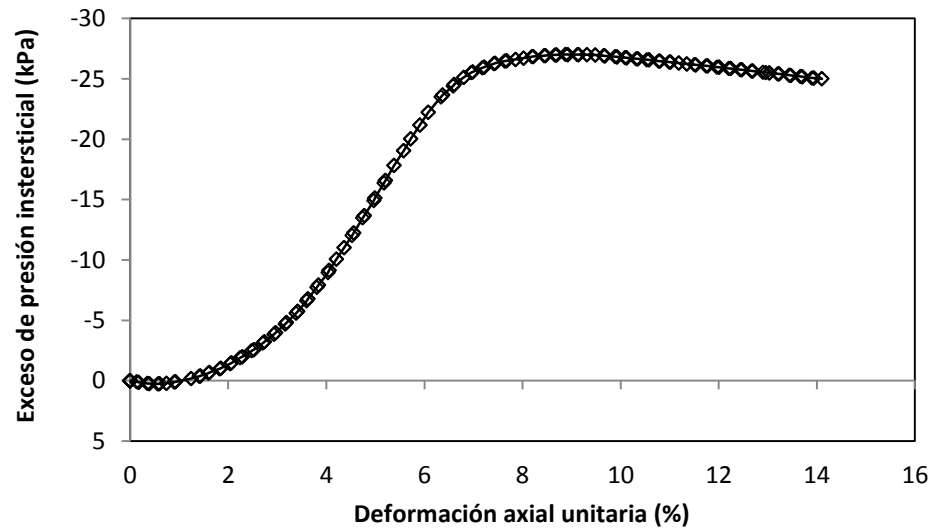


Figura C 40. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP–25.

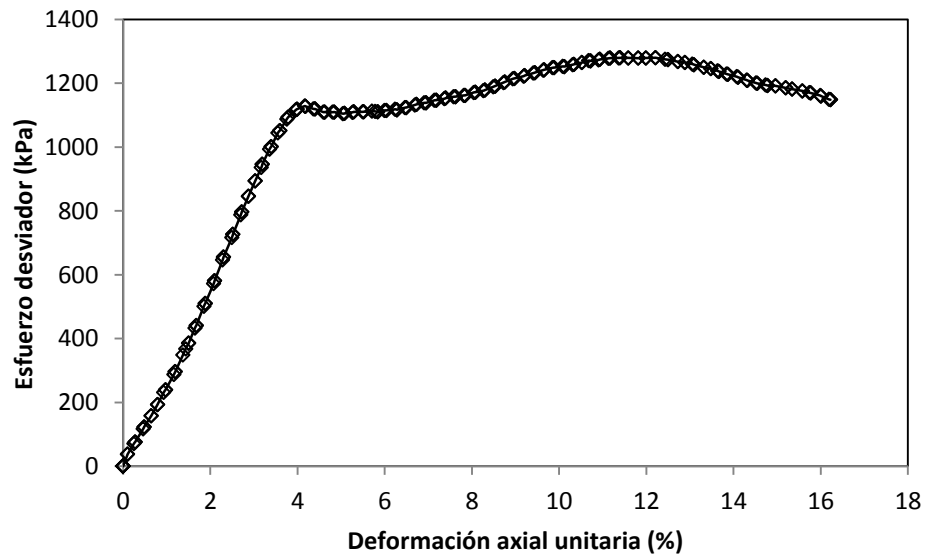


Figura C 41. Curva esfuerzo–Deformación axial unitaria para el CP–26.

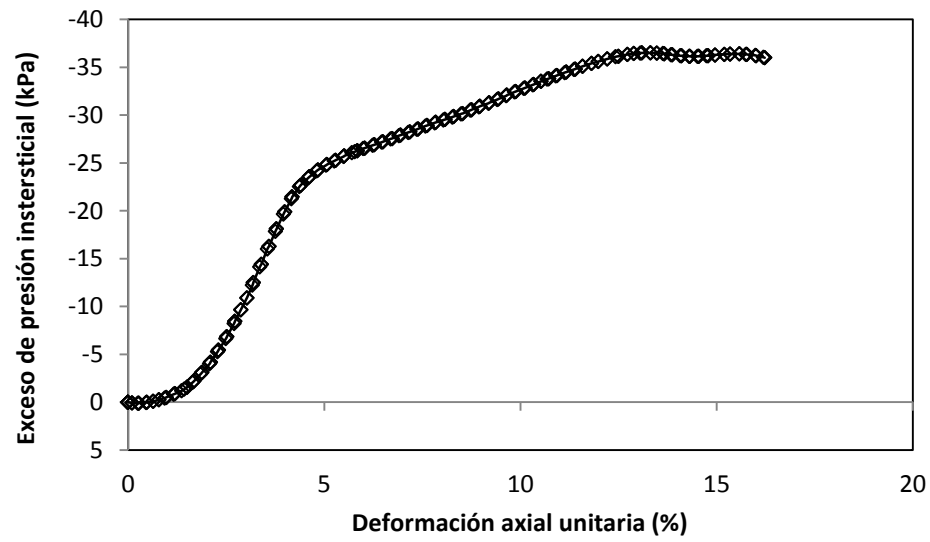


Figura C 42. Curva de exceso de presión intersticial–Deformación axial unitaria para el CP–26.

C.2. Curvas esfuerzo–deformación unitaria–exceso de presión intersticial para los CIU–TXC

C.2.1. Resultados $S \geq 0.97$

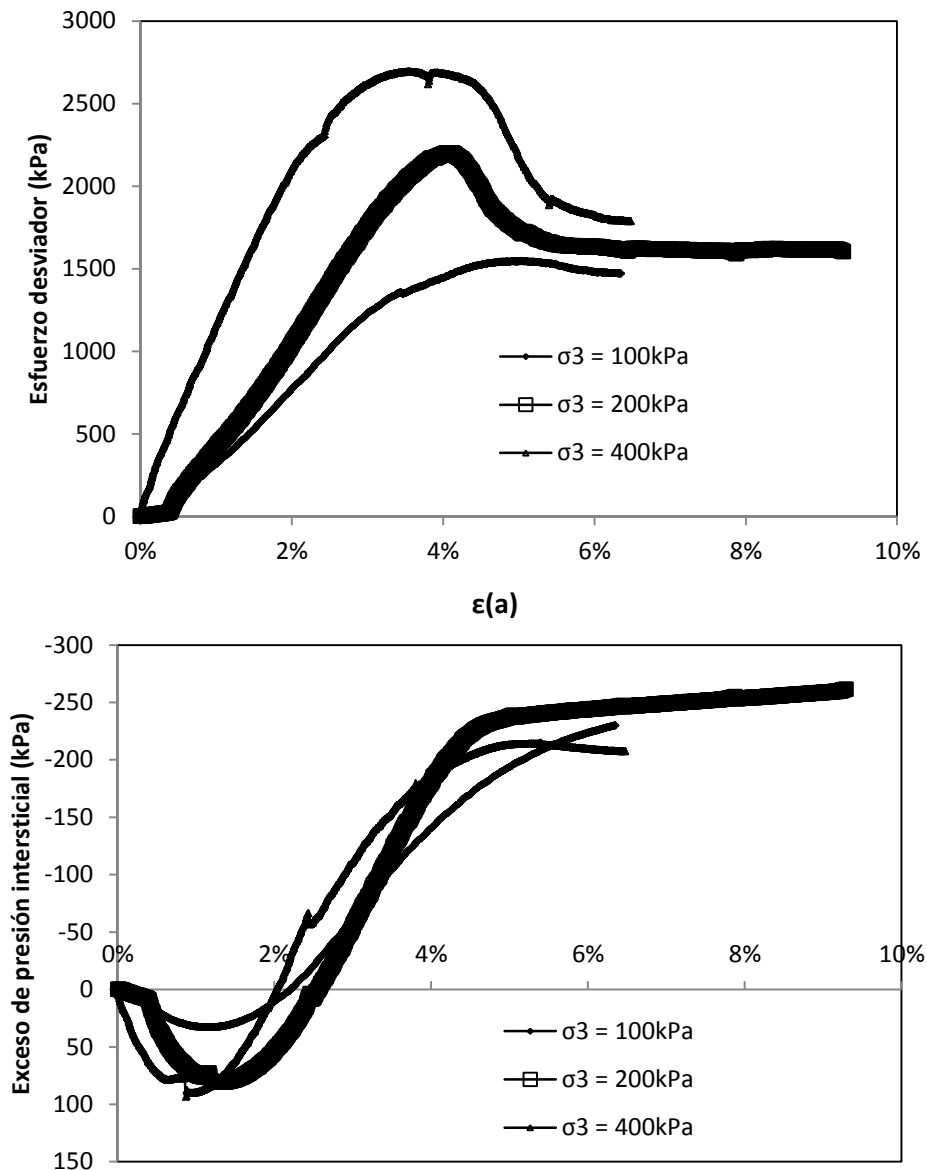
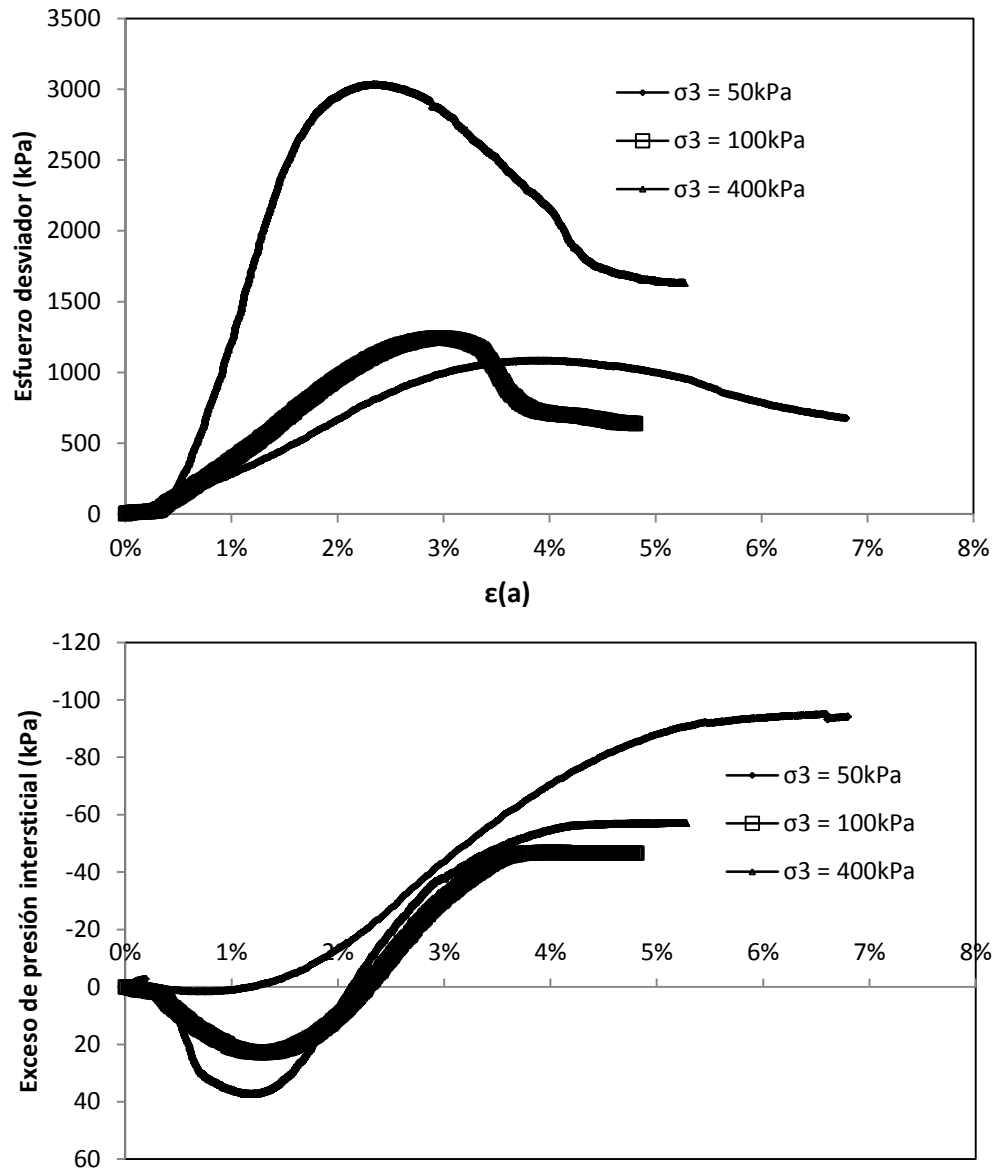


Figura C 43. Curva esfuerzo–deformación unitaria axial–exceso de presión intersticial. CIU – TXC ($S \geq 0.97$).

C.2.2. Resultados $S \approx 0.8$ Figura C 44. Curva esfuerzo – Deformación axial unitaria – exceso de presión intersticial. CIU – TXC ($S \approx 0.8$).

C.2.3. Resultados $S \approx 0.3$

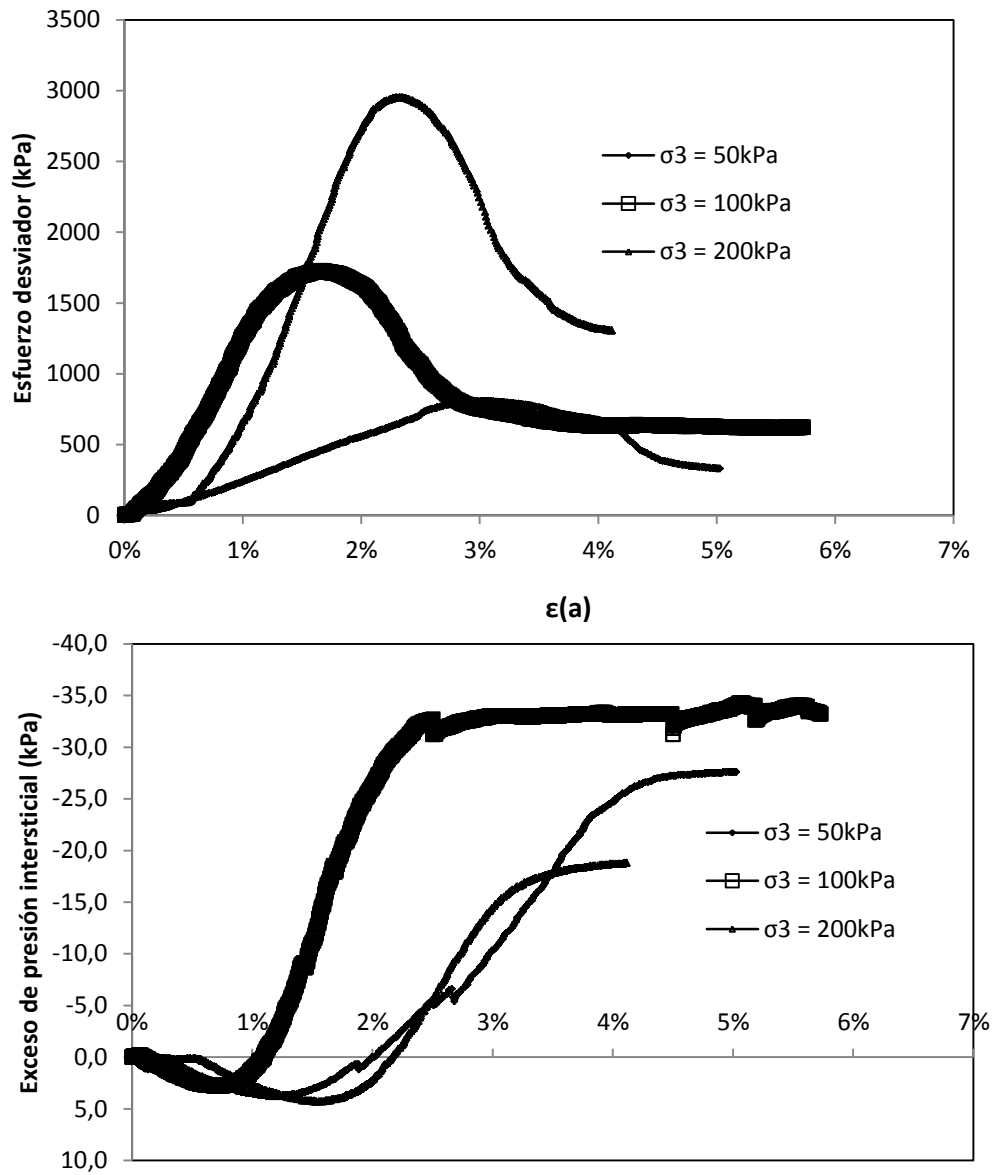


Figura C 45. Curva esfuerzo – Deformación axial unitaria – exceso de presión intersticial. CIU – TXC ($S \approx 0.3$)

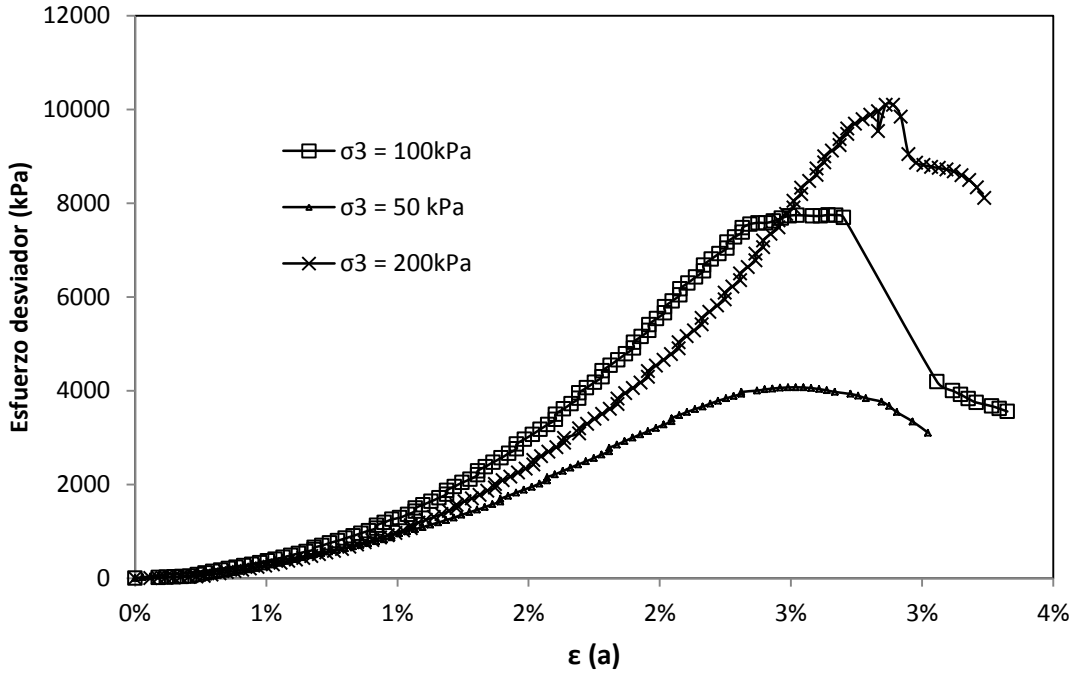
C.2.4. Resultados $S = 0$ 

Figura C 46. Curva esfuerzo–deformación unitaria axial. CIU–TXC (S=0)

Referencias

- ASTM D 2216-10. (2010). Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass. *Technical report, PA: ASTM international*. Philadelphia.
- ASTM D4253-00. (2006). Maximum index density and unit weight of soil using a vibratory table. *Technical report, PA: ASTM international*. Philadelphia.
- ASTM D4254-00. (2003). Minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. *Technical report, PA: ASTM International*. Philadelphia.
- ASTM D4644-08. (2008). Standard test method for slake durability of shales and similar weak rocks. *Technical report, PA: ASTM international*. Philadelphia.
- ASTM D4767-11. (2011). Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. *Technical report, PA: ASTM international*. Philadelphia.
- ASTM D6913-04. (2009)e1. Standard test method for particle size analysis of soil. *Technical report, PA: ASTM international*. Philadelphia.
- ASTM D7012-14. (2014). Standard test methods for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures. *Technical report, PA: ASTM international* . Philadelphia.
- ASTM D7263-09. (2009). Standard test methods for laboratory determination of density (Unit Weight) of soil specimens. *Technical report, PA: ASTM international*. Philadelphia.
- ASTM D854-14. (2014). Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. *Technical report, PA: ASTM international* . Philadelphia.
- AL- Bazali, T. (2013). The impact of water content and ionic diffusion on the uniaxial compressive strength of shale. *Egyptian journal of petroleum*(22), pp. 249-260.
- Atkinson, J. (1982). *The mechanics of soils: An introduction to critical state soil mechanics*. London: McGraw-Hill.

- Barefield, E., & Shakoor, A. (2006). The effect of degree of saturation on the unconfined compressive strength of selected sandstones. *The 10th IAEG International Congress*. Nottingham: The Geological Society of London, pp 1–11.
- Bishop, A. W., & Eldin, A. K. (1950). Undrained triaxial test on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. *Geotechnique*, 2, 13–32.
- Bishop, A. W., & Henkel, D. J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. London: Edward Arnold.
- Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36(1), 65–87.
- Chaney, R., Stevens, E., & Sheth, N. (1979). Suggested test method for determination of degree of saturation of soil samples by B value measurement. *Geotechnical Testing Journal*, 2(3), 158–162.
- Chávez, C. (2004). Estudio del comportamiento triaxial de materiales granulares de tamaño medio con énfasis en la influencia de la succión. *Tesis de doctorado*. Catalunya, España.
- Colback, P., & Wiid, B. L. (1965). The influence of moisture content on the compressive strength of rock. *Third Canadian Symposium on Rock Mechanics*, pp 65-83.
- CORANTIOQUIA. (2002). *Agenda Ambiental del Municipio de Santa Fe de Antioquia*. Santa Fe de Antioquia: Opciones gráficas editores Ltda.
- Erguler, Z. A., & Ulusay, R. (2009). Water induced variations in mechanical properties of clay bearing rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 46, 355–370.
- Finno, R. J., Harris, W. W., Mooney, M. A., & Viggiani, G. (1996). Strain localization and undrained steady state of sand. *Journal of geotechnical engineering*, 122(6), 462-473.
- Folk, R. L. (1974). *Petrology of sedimentary rocks*. Austin, Texas.
- Fredlund, D. G. (1998). The practice of unsaturated soil mechanics. (B. Maric, Z. Lisac, & A. Szavits-Nossan, Eds.) *Geotechnical Hazards*, 29–50.
- Fredlund, D. G., & Rahadjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York: John Wiley & Sons .
- Fredlund, D. G., Rahadjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. New Jersey: John Wiley & Sons.

- Fredlund, M. D., Fredlund, D. G., & Wilson, G. W. (1997, April 22-25). Prediction of the soil water characteristic curve from grain size distribution and volume mass properties. *Third Brazilian symposium on unsaturated soils*. Rio de Janeiro, Brazil.
- Gardziella, A., Pilato, L. A., & Knop, A. (2000). *Phenolic Resins* (Segunda ed.). Bertin: Springer.
- Hasan, J. U., & Fredlund, D. G. (1980). Pore pressure parameters for unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 17, 395–404.
- Hawkins, A. B., & McConnell, B. J. (1992). Sensitivity of sandstone strength and deformability to changes in moisture content. *Quarterly Journal of Engineering Geology & Hydrogeology*, 25, 115–130.
- Ho, D. F., & Fredlund, D. G. (1982). A multistage triaxial test for unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, 5(1), 18-25.
- Houlsby, G. T. (1991). How the dilatancy of soils affects their behaviour. *Tench european conference on soil mechanics and foundation engineering*. Florence.
- INGEOMINAS. (1984). *Geología y geoquímica de las planchas 130 (Santa Fé de Antioquia) y 146 (Medellín Occidental)*. Memoria explicativa.
- INGEOMINAS. (2005). Complementación geológica, geoquímica y geofísica de la parte occidental de las planchas 130 Santa Fé de Antioquia y 146 Medellín Occidental. *Mapa geológico plancha 130 Santa Fé de Antioquia*. Medellín, Colombia: INGEOMINAS .
- Ingersoll, R. V., Bulard, T. F., Ford, R. L., Grimn, J. P., Pickle, J. P., & Sares, S. W. (1984). The effect of grain size on detrital modes: a test of the Gazzi-Dickinson Point Counting method. *Journal of Sedimentary Petrology*, 54, 103-116.
- ISO 14689-1. (2003). Geotechnical investigation and testing. Identification and classification of rock Part 1: Identification and description.
- Jaeger, J. C., Cook, N. W., & Zimmerman, R. W. (2007). *Fundamental rock mechanics* (Fourth ed.). London: Blackwell Publishing Ltd.
- Kamata, T., Tsukamoto, Y., & Ishihara, K. (2009). Undrained shear strength of partially saturated sand in triaxial test. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 42(1), 57–62.
- Lambe, W., & Whitman, R. (1969). *Soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

- Li, Z., Sheng, Y., & Reddish, D. (2005). Rock strength reduction and its potential environmental consequences as a result of groundwater rebound. *9th International Mine Water Congress*, 513–519.
- Makhnenko, R. Y., & Labuz, J. F. (2013). Saturation of porous rock and measurement of the B coefficient. *47th US Rock Mechanics* (pp. 679–684). San Francisco: American Rock Mechanics Association.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behaviour*. New Jersey: John Wiley & Son.
- Rowe, P. (1969). The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear. *Géotechnique*, 19(1), 75–86.
- Rowe, P. W. (1962). The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particle in contact. *Proceedings*, 500–527.
- Schanz, T., & Vermeer, P. A. (1996). Angles of friction and dilatancy of sand. *Geotechnique*, 46(1), 145–151.
- Schuurman, I. E. (1966). The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressure. *Géotechnique*, 16(4), 269–281.
- Skempton, A. W. (1954). The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, 4(4), 143–147.
- Suárez Burgoa, L. O. (2013). *Descripción del macizo rocoso: introducción a la ingeniería de rocas de superficie y subterránea*. Medellín: Geo Mec.
- Torres-Herrera, H., & Molina-Escobar, J. M. (2012). Aproximación al patrimonio geológico y geodiversidad en Santa Fé de Antioquia, Olaya y Sopetran, Departamento de Antioquia, Colombia. *Boletín de Ciencias de la Tierra*(32), 23–34.
- Vásárhelyi, B., & Ván, P. (2006). Influence of water content on the strength of rock. *Engineering Geology*, 84, 70–74.
- Yilmaz, I. (2010). Influence of water content on the strength and deformability of gypsum. *International journal of rock mechanics & mining sciences*, 47(2), pp 342-347.
- Zimmerman, R. W., Somerton, W. H., & King, M. S. (1986). Compressibility of porous rocks. *Journal of geophysical research*, 91(B12), 12765–12777.