

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**Caracterización de la deformabilidad y resistencia de los suelos lateríticos
del norte de la península de Nicoya**

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Welder Miguel Bonilla Gutiérrez

Director de Proyecto de Graduación:

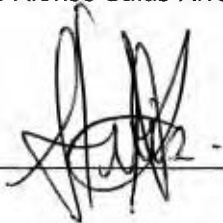
Ing. Luis Alonso Salas Alvarado, M.Sc.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Miembros del Tribunal de Graduación.

Director:

Ing. Luis Alonso Salas Alvarado, M.Sc.

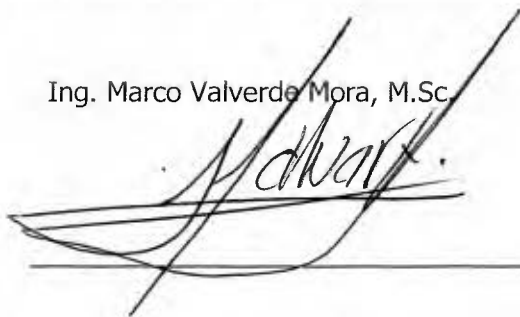


Comité Asesor:

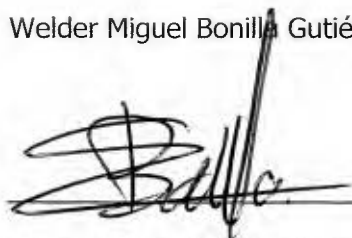
Ing. Oscar Valerio Salas



Ing. Marco Valverde Mora, M.Sc.



Welder Miguel Bonilla Gutiérrez



Optando por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil

Fecha: 2015, Febrero ,28.

El suscrito Welder Bonilla Gutiérrez, cédula 5-0366-0063, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carne **A60909**, manifiesta que es autor del proyecto final de graduación **Caracterización de la deformabilidad y resistencia de los suelos lateríticos de norte de la península de Nicoya**, bajo la Dirección del **M.Sc, Luis Alonso Salas Alvarado**, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Así mismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N°6683, Artículo 7(versión Actualizada el 02 de julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del Autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 132 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Agradecimientos.

A Dios y la Virgen de los Ángeles por ser mi aliento y darme la paciencia y la valentía necesaria para sacar este proyecto, pues en momentos de desesperación fueron mi soporte.

A mis padres y hermanos por estar siempre apoyándome y dándome aliento para seguir adelante, a mi abuela Hermida Hernández por darme tanto cariño y tantas enseñanzas a lo largo de mi vida.

A don Antonio Rodríguez, a don Asdrúbal y a don Elder por ayudarme en las labores de extracción de muestras.

A mi gran amigo Frank Héctor Ramos, por brindarme ayuda en las labores de exploración geotécnica y extracción de muestras.

Al comité asesor por sus enseñanzas y su disposición para ayudarme en este trabajo especialmente al Ing. Oscar Valerio por llevar más allá su labor de asesor.

Un reconocimiento especial a mi profesor director el Ing. Luis Salas Alvarado por brindarme su tiempo y ayuda en todo momento que lo necesité.

Al personal técnico del laboratorio de Geotecnia del LanammeUCR, por su ayuda y sus enseñanzas en la realización de las pruebas de laboratorio.

A Mavis Montero y al personal de la unidad de difracción de Rayos X de la Escuela de Química de la UCR.

A todas aquellas personas que han colaborado de alguna u otra manera en la realización este estudio, pero cuyos nombres no menciono para evitar la omisión de alguno.

A los costarricenses que con sus impuestos pagaron mi educación, ya que toda ha sido a través del sistema de educación pública, desde el kinder hasta la universidad.

Dedicatoria.

A mi familia por ayudarme en todo momento. Mamá Hannia, papá Welder, José Miguel, Matías, tía Maybel, abuela Hermida, gracias por creer en mí siempre.

A abuela Daysi y tío Mundo Arroyo por brindarme ayuda en la realización de la Tesis.

A la memoria de mi abuelo Miguel Bonilla, quien fue el que inculcó el gusto y el amor por trabajar con la tierra.

Tabla de contenido

ÍNDICE DE FIGURAS.....	III
ÍNDICE DE CUADROS.....	V
ÍNDICE DE ABREVIATURAS.....	VII
RESUMEN.....	VIII
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. EL PROBLEMA Y SU IMPORTANCIA.....	1
1.1.1. <i>Antecedentes teóricos y prácticos del problema</i>	3
1.2. OBJETIVOS.....	5
1.2.1. <i>Objetivo general</i>	5
1.2.2. <i>Objetivos específicos</i>	5
1.3. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.....	5
1.3.1. <i>Alcances</i>	5
1.3.2. <i>Limitaciones</i>	6
1.4. METODOLOGÍA.....	7
1.4.1. <i>Generalidades</i>	7
1.4.2. <i>Revisión bibliográfica</i>	7
1.4.3. <i>Muestreo en campo</i>	8
1.4.4. <i>Desarrollo experimental</i>	8
1.4.5. <i>Análisis de resultados</i>	9
1.4.6. <i>Conclusiones y recomendaciones</i>	9
CAPÍTULO 2. CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	10
2.1. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	10
2.2. GEOLOGÍA DEL NORTE DE LA PENÍNSULA DE NICOYA.....	13
2.3. CLIMA DE LA PENÍNSULA DE NICOYA.....	13
CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO.....	16
3.1. GRAVEDAD ESPECÍFICA DEL SUELO.....	17
3.2. GRANULOMETRÍA DE SUELOS.....	17
3.2.1. <i>Análisis por tamizaje</i>	18
3.2.2. <i>Análisis por hidrómetro</i>	19
3.2.3. <i>Curva granulométrica</i>	20
3.3. CONSISTENCIA DE SUELOS FINOS.....	22
3.4. SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	24
3.4.1. <i>Sistema SUCS</i>	25
3.4.2. <i>Sistema AASHTO</i>	27
3.4.3. <i>Comparación entre el sistema SUCS y el AASTHO</i>	28
3.5. COMPACTACIÓN.....	31
3.5.1. <i>Factores que afectan la compactación</i>	33
3.6. CONSOLIDACIÓN.....	37
3.6.1. <i>Método Pacheco Silva para obtener el esfuerzo de preconsolidación</i>	42

3.6.2. Método Casagrande para obtener el esfuerzo de preconsolidación.	43
3.7. RESISTENCIA AL CORTE.	44
3.7.1. Corte directo.	46
3.7.2. Compresión inconfínada.	47
3.7.3. Pruebas triaxiales.	48
3.7.4. Técnica triaxial multietapa.	51
3.7.5. Criterios de falla en especímenes cilíndricos.	54
3.7.6. Resistencia pico y residual.	54
3.7.7. Trayectoria de esfuerzos en un ensayo triaxial.	56
3.8. SUELOS RESIDUALES.	58
3.8.1. Suelos lateríticos.	59
3.8.2. Proceso de formación de los suelos lateríticos.	61
3.8.3. Lateritas en Costa Rica.	63
3.9. DIFRACCIÓN DE RAYOS X.	65
3.10. ANÁLISIS ESTADÍSTICO.	66
3.10.1. Media aritmética.	66
3.10.2. Moda.	67
3.10.3. Media geométrica.	67
3.10.4. Varianza.	67
3.10.5. Desviación estándar.	67
CAPÍTULO 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS.	68
4.1. MUESTRAS DE SUELO.	68
4.1.1. Metodología de muestreo y almacenamiento utilizada.	70
4.2. HUMEDAD DE CAMPO.	73
4.3. GRAVEDAD ESPECÍFICA.	74
4.4. GRANULOMETRÍA.	75
4.5. LÍMITES DE ATTERBERG.	78
4.6. CLASIFICACIÓN DE SUELOS.	80
4.7. MINERALOGÍA DE SUELOS.	82
4.8. COMPACTACIÓN.	84
4.9. CONSOLIDACIÓN.	85
4.10. CORTE DIRECTO.	89
4.11. COMPRESIÓN INCONFINADA.	91
4.12. TRIAXIAL UU.	93
4.13. TRIAXIAL CU.	95
4.14. RESUMEN DE RESULTADOS.	101
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	103
5.1. CONCLUSIONES.	103
5.2. RECOMENDACIONES.	105
CAPÍTULO 6. BIBLIOGRAFÍA.	108
APÉNDICES.	113
APÉNDICE A. RESULTADOS GRANULOMETRÍA.	114
APÉNDICE B. LÍMITES DE ATTERBERG.	118

APÉNDICE C.	CARACTERIZACIÓN MINERALÓGICA.....	119
APÉNDICE D.	CURVAS DE COMPACTACIÓN.....	121
APÉNDICE E.	CONSOLIDACIÓN.....	122
APÉNDICE F.	CORTE DIRECTO	124
APÉNDICE G.	COMPRESIÓN INCONFINADA.....	129
APÉNDICE H.	TRIAxIAL UU.....	130
APÉNDICE I.	TRIAxIAL CU.....	133

Índice de Figuras

Figura 1.1.	Diagrama de la metodología utilizada en la investigación.	7
Figura 2.1.	Ubicación de los puntos de extracción en el mapa de zonificación de suelos de la hoja Nicoya.	11
Figura 2.2.	Ubicación de los puntos Soncoyo y Delicias en la hoja Diríá.	12
Figura 2.3.	Ubicación del punto Tules en la hoja Villareal.....	12
Figura 2.4.	Precipitación anual promedio en el Pacífico Norte costarricense.....	14
Figura 2.5.	Temperatura anual promedio en el Pacífico Norte costarricense.....	15
Figura 3.1.	Curva granulométrica típica de un suelo.	21
Figura 3.2.	Influencia de la mineralogía de arcillas en la carta de plasticidad.	24
Figura 3.3.	Esquema de clasificación de suelos según SUCS.	26
Figura 3.4.	Correlación entre AASTHO y SUCS, para suelos finos según su plasticidad.	31
Figura 3.5.	Curva de Compactación.....	33
Figura 3.6.	Curva de compactación para diversos tipos de suelos.	35
Figura 3.7.	Efecto de la energía en la curva de compactación.	36
Figura 3.8.	Forma típica de una curva de consolidación, método de Casagrande.	38
Figura 3.9.	Forma típica de la curva de Taylor.	39
Figura 3.10.	Forma típica de una curva de compresibilidad.....	40
Figura 3.11.	Determinación del esfuerzo de preconsolidación según el método Pacheco-Silva.	43
Figura 3.12.	Determinación del esfuerzo de preconsolidación por el método de Casagrande.	44
Figura 3.13.	Ensamble típico de una prueba de corte directo.	47
Figura 3.14.	Diagrama de una máquina triaxial.....	50
Figura 3.15.	Gráficos generados del ensayo triaxial CU multietapa.....	53
Figura 3.16.	Modelos de falla en ensayos de compresión.	54
Figura 3.17.	Ubicación de la resistencia pico y residual en la curva de esfuerzo-deformación.	55
Figura 3.18.	Forma típica de la trayectoria de esfuerzos efectivos en un ensayo triaxial CU.	56
Figura 3.19.	Comportamiento de las trayectorias de esfuerzos efectivas de un ensayo triaxial CU, realizado en suelo tropical.	57
Figura 3.20.	Proceso de meteorización de minerales de arcilla.	61
Figura 3.21.	Formación de lateritas por corrientes de agua ocasionales.....	62
Figura 3.22.	Proceso de obtención de un difractograma.	65
Figura 4.1.	Coloración de los distintos sitios de muestreo.	69
Figura 4.2.	Proceso de extracción de muestras inalteradas con tubos de pared delgada.	70
Figura 4.3.	Proceso de extracción de un cubo de muestra inalterada.	71

Figura 4.4. Cajones utilizados en el traslado de muestras inalteradas y sacos con muestras alteradas.....	72
Figura A.1. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por tamizaje, sitio Soncoyo.....	114
Figura A.2. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por tamizaje, sitio Tules.....	114
Figura A.3. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por tamizaje, sitio Delicias.....	115
Figura A.4. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por hidrómetro, sitio Soncoyo.....	116
Figura A.5. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por hidrómetro, sitio Tules.....	116
Figura A.6. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por hidrómetro, sitio Delicias.....	117
Figura C.1. Equipo de difracción de rayos X utilizado en esta investigación.....	119
Figura C.2. Ubicación de los minerales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande.....	119
Figura C.3. Difractograma de rayos X del sitio Soncoyo.....	120
Figura C.4. Difractograma de rayos X del sitio Delicias.....	120
Figura D.1. Curvas de compactación Soncoyo.....	121
Figura D.2. Curvas de compactación Tules.....	121
Figura E.1. Curva de compresibilidad del primer ensayo edométrico realizado a Soncoyo.....	122
Figura E.2. Curva de compresibilidad del segundo ensayo edométrico realizado a Soncoyo.....	122
Figura E.3. Curva de compresibilidad del primer ensayo edométrico realizado a Tules.....	123
Figura E.4. Curva de compresibilidad del segundo ensayo edométrico realizado a Tules.....	123
Figura E.5. Máquina de consolidación utilizada.....	124
Figura F.1. Envoltente de rotura Soncoyo en el punto pico de resistencia.....	125
Figura F.2. Envoltente de rotura Soncoyo en el punto residual de resistencia.....	126
Figura F.3. Envoltente de rotura Tules en el punto pico de resistencia.....	127
Figura F.4. Envoltente de rotura Tules en el punto residual de resistencia.....	128
Figura F.5. Máquina de corte empleada en los ensayos.....	128
Figura G.1. Grafico esfuerzo deformación de las pastillas ensayadas, sitio Soncoyo.....	129
Figura G.2. Grafico esfuerzo deformación de las pastillas ensayadas, sitio Tules.....	129
Figura G.3. Especímenes usados en compresión confinada después de la falla, sitio Soncoyo.....	130
Figura G.4. Especímenes usados en compresión confinada después de la falla, sitio Tules.....	130
Figura H.1. Especímenes usados en triaxial UU después de la falla, sitio Soncoyo.....	130
Figura H.2. Especímenes usados en triaxial UU después de la falla, sitio Tules.....	131
Figura H.3. Esfuerzo deformación, triaxial UU Soncoyo.....	131
Figura H.4. Esfuerzo deformación, triaxial UU Tules.....	132
Figura H.5. Circulo de Mohr, Soncoyo.....	132
Figura H.6. Circulo de Mohr, Tules.....	133
Figura I.1. Trayectoria de esfuerzos efectivos, Soncoyo.....	133
Figura I.2. Esfuerzo deformación, Soncoyo.....	134
Figura I.3. Trayectoria de esfuerzos efectivos, ensayo convencional Tules.....	134
Figura I.4. Esfuerzo deformación, ensayo convencional Tules.....	135
Figura I.5. Trayectoria de esfuerzos efectivos, ensayo multietapa Tules.....	135
Figura I.6. Esfuerzo deformación, ensayo multietapa, Tules.....	136
Figura I.7. Envoltente de rotura total, en el punto de resistencia pico, Soncoyo.....	136
Figura I.8. Envoltente de rotura efectiva, en el punto de resistencia pico, Soncoyo.....	137
Figura I.9. Envoltente de rotura total, en el punto de resistencia residual, Soncoyo.....	137
Figura I.10. Envoltente de rotura efectiva, en el punto de resistencia residual, Soncoyo.....	138
Figura I.11. Envoltente de rotura total, en el punto de resistencia pico, Tules.....	138
Figura I.12. Envoltente de rotura efectiva, en el punto de resistencia pico, Tules.....	139
Figura I.13. Envoltente de rotura total, en el punto de resistencia residual, Tules.....	139

Figura I.14. Envolvente de rotura efectiva, en el punto de resistencia residual, Tules.	140
Figura I.15. Envolvente de rotura total, en el punto de resistencia pico, Tules multietapa.	140
Figura I.16. Envolvente de rotura efectiva, en el punto de resistencia pico, Tules multietapa.	141
Figura I.17. Pastillas utilizadas en el ensayo triaxial CU, Soncoyo.	141
Figura I.18. Pastillas utilizadas en el ensayo triaxial CU, Tules.	142
Figura I.19. Máquina triaxial del LanammeUCR.	143

Índice de Cuadros

Cuadro 1.1. Cantidad de pruebas realizadas en el laboratorio.	8
Cuadro 2.1. Coordenadas geográficas de los puntos de extracción de muestras, en el sistema CRTM 05.	10
Cuadro 3.1. Diámetro de tamices según norma ASTM E11-13.	19
Cuadro 3.2. Fracciones de partículas más significativas.	20
Cuadro 3.3. Esquema de clasificación AASTHO.	28
Cuadro 3.4. Comparación entre el AASTHO y el SUCS.	29
Cuadro 3.5. Comparación entre el SUCS y AASTHO.	30
Cuadro 3.6. Propiedades ingenieriles de los suelos lateríticos.	60
Cuadro 3.7. Ubicación de las lateritas, Costa Rica.	64
Cuadro 4.1. Fechas de muestreo.	70
Cuadro 4.2. Porcentajes de humedad en las distintas giras realizadas.	73
Cuadro 4.3. Resultados de gravedad específica.	75
Cuadro 4.4. Resultados de granulometría Soncoyo.	76
Cuadro 4.5. Resultado granulometría Tules.	76
Cuadro 4.6. Resultados granulometría Delicias.	77
Cuadro 4.7. Resumen de resultados de los límites de Atterberg de los suelos estudiados.	79
Cuadro 4.8. Resumen de parámetros de clasificación.	80
Cuadro 4.9. Resultados del ensayo de difracción de rayos X.	82
Cuadro 4.10. Resumen de resultados ensayo Próctor estándar.	84
Cuadro 4.11. Resumen de resultados del ensayo edométrico.	86
Cuadro 4.12. Resumen de resultados ensayo edométrico número 1, Soncoyo.	87
Cuadro 4.13. Resumen de resultados ensayo edométrico número 2, Soncoyo.	88
Cuadro 4.14. Resumen de resultados ensayo edométrico número 1, Tules.	88
Cuadro 4.15. Resumen de resultados ensayo edométrico número 2, Tules.	88
Cuadro 4.16. Resultados del ensayo de corte directo.	90
Cuadro 4.17. Resumen de resultados compresión inconfiada Soncoyo.	91
Cuadro 4.18. Resumen de resultados compresión inconfiada Tules.	92
Cuadro 4.19. Resumen de resultados ensayo triaxial UU, sitio Soncoyo.	93
Cuadro 4.20. Resumen de resultados ensayo triaxial UU, sitio Tules.	93
Cuadro 4.21. Resumen de propiedades de las pastillas utilizadas en los ensayos de triaxial CU.	96
Cuadro 4.22. Resumen de los parámetros totales obtenidos de triaxial CU, obtenidos en el punto pico.	96
Cuadro 4.23. Resumen de los parámetros efectivos obtenidos de triaxial CU, obtenidos en el punto pico.	97
Cuadro 4.24. Resumen de los parámetros totales residuales obtenidos de triaxial CU.	97
Cuadro 4.25. Resumen de los parámetros efectivos residuales obtenidos de triaxial CU.	98
Cuadro 4.26. Resumen de resultados.	101
Cuadro B.1. Resumen de resultados límites de Atterberg Soncoyo.	118

Cuadro B.2. Resumen de resultados límites de Atterberg Tules.	118
Cuadro B.3. Resumen de resultados límites de Atterberg Delicias.	118
Cuadro F.1. Resultados ensayo de corte directo en el punto pico de resistencia, sitio Soncoyo.....	124
Cuadro F.2. Resultados ensayo de corte directo en el punto residual de resistencia, sitio Soncoyo.....	125
Cuadro F.3. Resultados ensayo de corte directo en el punto pico de resistencia, sitio Tules.....	126
Cuadro F.4. Resultados ensayo de corte directo en el punto residual de resistencia, sitio Tules.....	127

Índice de abreviaturas.

σ_n :	Esfuerzo normal o de confinamiento.
S_{inicial} :	Porcentaje de saturación inicial.
S_{final} :	Porcentaje de saturación final.
e :	Relación de vacíos.
C :	Cohesión total no drenada, en el punto de resistencia pico.
Φ :	Ángulo de fricción total en el punto de resistencia pico.
C_r :	Cohesión total en el punto de resistencia residual.
Φ_r :	Ángulo de fricción total en el punto de resistencia residual.
C' :	Cohesión efectiva en el punto de resistencia pico.
Φ' :	Ángulo de fricción efectivo en el punto de resistencia pico.
C'_r :	Cohesión efectiva en el punto de resistencia residual.
Φ'_r :	Ángulo de fricción efectivo en el punto de resistencia residual.
C_u :	Cohesión obtenida en el ensayo de compresión inconfiada.
q_u :	Resistencia a la compresión simple del suelo.
LL:	Límite líquido.
LP:	Límite plástico.
IP:	Índice de plasticidad.
GS:	Gravedad específica.
K:	Coefficiente de permeabilidad.
a_v :	Coefficiente de compresibilidad.
M_v :	Coefficiente de cambio volumétrico.
C_v :	Coefficiente de consolidación.
σ_3 :	Esfuerzo principal menor o presión de cámara.
σ_1 :	Esfuerzo principal mayor o esfuerzo desviador máximo.

Bonilla Gutiérrez Welder Miguel.

Caracterización de la deformabilidad y resistencia de los suelos lateríticos del norte de la península de Nicoya.

Proyecto de graduación - Ingeniería Civil - San José, C.R.:

W.M. Bonilla G., 2015.

viii, 143, [30] H;ils.col.-52 refs.

RESUMEN.

La Zona Norte de la península de Nicoya ha experimentado un gran desarrollo económico en los últimos años debido al auge que ha tenido el turismo, lo que ha generado una alta demanda por nueva infraestructura comercial, habitacional y vial; no existía ningún trabajo de investigación sobre los parámetros de deformabilidad y resistencia de los suelos lateríticos presentes en la zona, por este motivo es que esta investigación pretende solventar ese faltante de información de los parámetros básicos de diseño geotécnico de los suelos de la zona de estudio.

En la primera etapa de la investigación se realizó una revisión bibliográfica para conocer los estudios realizados previamente sobre suelos lateríticos tanto a nivel nacional como internacional, así como las normas ASTM correspondientes a los ensayos que se tenía planeado realizar. La segunda etapa consistió en el desarrollo experimental de la investigación incluyendo recolectar muestras en campo y trasladarlas hacia el laboratorio, luego se procedió a realizar los ensayos de clasificación, compactación, consolidación y resistencia al corte. La última fase de la investigación fue el análisis de los datos obtenidos en el laboratorio

Se determinó que la zona norte de la península de Nicoya presenta condiciones favorables para la formación de lateritas, por tener una época seca y lluviosa bien definida así como la topografía adecuada. Se encontró que los suelos lateríticos de la zona son limos de alta plasticidad y de mal desempeño como subrasante de carreteras, además que son suelos de alta resistencia y baja deformabilidad. Por otro lado se concluyó que son suelos sobreconsolidados. Se encontraron los distintos parámetros de resistencia al corte (fricción y cohesión), a partir de los ensayos de triaxial UU, triaxial CU, compresión inconfiada y corte directo. W.B.G.

GEOTECNIA; MECÁNICA DE SUELOS; SUELOS TROPICALES; SUELOS LATERÍTICOS.

Ing. Luis Alonso Salas Alvarado, M.Sc.

Escuela de Ingeniería Civil.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.

1.1. El problema y su importancia.

La zona de la península de Nicoya, principalmente en las cercanías a la costa ha experimentado un auge económico en la última década, debido a la explotación turística que se da, causado por la belleza de sus playas. Esto ha dado lugar a que sitios como Villareal, Tamarindo, Huacas, Matapalo, Paraíso, entre otros, se han convertido en un foco de atracción para diversas actividades de desarrollo e importantes inversiones, con el objetivo de satisfacer la demanda de servicios que se ha venido incrementando con la llegada de turistas a la zona.

Como consecuencia de ello, se ha dado un auge inmobiliario en la región, provocando una alta demanda por nueva infraestructura, ya sea comercial, habitacional o de transporte. Prueba de ello es, que según las estadísticas del Colegio Federado de Ingenieros (2013), el cantón de Santa Cruz fue el que más metros cuadrados tramitó en Guanacaste, 281 357 m² y el quinto a nivel nacional, superado por los cuatro cantones cabecera de provincia del Gran Área Metropolitana.

Este territorio presenta gran actividad sísmica, prueba de ello fue el terremoto del 5 de septiembre de 2012, que tuvo su epicentro en la península de Nicoya, el cual ha sido el segundo terremoto más fuerte en la historia nacional, el cual fue de 7.6 grados en la escala sismológica de magnitud de momento. Por ende conocer mejor las propiedades de los suelos sobre los cuales se desea cimentar las estructuras puede ayudar a salvar vidas, pues la resistencia de una estructura ante un evento sísmico dependerá en gran parte de su diseño y este a su vez dependerá de la calidad de los parámetros de resistencia del suelo.

El problema es que no hay un estudio de los parámetros de deformabilidad y resistencia de los suelos que hay en la península de Nicoya. Según el Código de Cimentaciones (2009), la mayoría de los suelos presentes en el sitio de estudio son lateríticos de clima seco. Por ello es que el estudio se basó en ese tipo de suelos. Este proyecto es pionero a nivel nacional en investigar las propiedades geomecánicas de los suelos lateríticos de clima seco, pues ya se han realizado investigaciones similares con suelos lateríticos pero en otras regiones del país. Venegas (2011) estudió las propiedades de deformabilidad y resistencia de los suelos

lateríticos de clima húmedo de la zona de San Carlos, Miranda (2012) utilizó suelos lateríticos para obtener el esfuerzo de preconsolidación mediante el método energético.

Al ser la península de Nicoya la formación geológica más antigua del país; es de esperarse que los suelos que presente esta región tengan comportamientos ingenieriles distintos a los suelos que se encuentran en otros lugares del país, por lo que hace necesario realizar investigaciones sobre los suelos que hay en la península.

La intención de realizar este trabajo es dotar de los parámetros de deformabilidad y resistencia necesarios para el diseño de obras de infraestructura que se vayan a desarrollar en la zona de estudio, tales como esfuerzo de preconsolidación, punto óptimo de compactación y resistencia al corte, ya que no se tenía ningún trabajo de investigación sobre los parámetros en cuestión del suelo laterítico presente en el área, por lo que puede servir de comparación con los datos obtenidos en estudios de suelos realizados en la zona.

Conocer las propiedades del suelo sobre el cual se desea construir es de vital importancia, en el diseño de cualquier obra civil, ya que los modelos matemáticos con los que se estima la capacidad soportante de un determinado suelo, se sustentan en parámetros como resistencia al corte y el ángulo de fricción entre otros, sin dejar de lado la caracterización física que se le debe hacer a cualquier material para poder estimar sus parámetros de resistencia con mayor veracidad. Según el código de cimentaciones (2009), los suelos lateríticos son susceptibles a resentar inestabilidad de taludes, por ende conocer los parámetros geomécnicos de estos suelos puede ayudar realizar diseños que eviten esta problemática.

Todo diseño de una obra civil parte de la resistencia que tenga el suelo sobre el cual se desea cimentar la estructura, pues para poder realizar un diseño estructural se debe saber la carga máxima que la estructura puede transmitir al suelo, aunado a esto el método constructivo que se desea emplear debe apegarse al diseño estructural que se tenga, es en esta premisa que la capacidad soportante se convierte en el parámetro de diseño más relevante en un proyecto de construcción, pues es el dato inicial, en el que se basa todo el diseño.

1.1.1. Antecedentes teóricos y prácticos del problema.

Gran parte de la información disponible de los suelos lateríticos es meramente geológica, es poca la información que se encuentra sobre el comportamiento geomecánico y características físicas propias de los suelos lateríticos. Townsend (1985) y Suarez (1998) son los únicos autores encontrados a nivel internacional que abordan los suelos lateríticos desde el punto de vista de la Geotecnia.

En Costa Rica, se sigue esta tendencia, pues la mayoría de la información disponible de los suelos en estudio es exclusivamente geológica, puesto que las propiedades físico-mecánicas de los suelos lateríticos nacionales han sido poco estudiadas, en su mayor parte se encuentra limitada a la ubicación y la composición mineralógica de estos suelos.

Mayoritariamente las investigaciones que se han realizado en este tipo de suelos, se concentran en las regiones del Valle Central, Valle El General y las llanuras de San Carlos, ya que la información sobre los suelos lateríticos de las demás regiones del país, es casi nula o inexistente.

En el sistema de bibliotecas de la Universidad de Costa Rica, es poca la información referente a suelos lateríticos, generalmente se encuentra en artículos publicados por geólogos o agrónomos que aportaban poca información relevante a la investigación. El único trabajo final de graduación sobre las propiedades geomecánicas de estos suelos que había publicado la Escuela de Ingeniería Civil, de la Universidad de Costa Rica anterior a este, fue realizado por Venegas (2011).

Venegas (2011), en su informe de trabajo final de graduación "Caracterización de la deformabilidad y resistencia de los suelos lateríticos en tres puntos de la nueva carretera a San Carlos", determina las propiedades geomecánicas del suelo y realiza la respectiva clasificación de las muestras obtenidas por SUCS y AASTHO. Siendo esta investigación efectuada sobre suelos de un clima más lluvioso que el de la península de Nicoya, se hacía necesario efectuar un trabajo de investigación sobre los suelos lateríticos de clima seco, pues como se ha dicho, no se había realizado ningún estudio previo. La conclusión más importante a la que llegó la autora fue que, el suelo laterítico de clima húmedo tiene un comportamiento pobre, cuando es usado como subrasante de carreteras.

Bogantes (2002), comenta sobre la plasticidad y el porcentaje de arcilla de los suelos lateríticos de clima seco costarricenses, además señala que son suelos susceptibles a padecer inestabilidad de taludes.

Sáenz (1983) trata sobre los materiales matrices de suelos lateríticos costarricenses, pero no realiza un análisis geotécnico, pues solo comenta los procesos de formación geológica, composición química y mineralógica de estos suelos. La conclusión a la que llega este autor es que estos suelos son pobres en su producción agrícola, pero con una adecuada fertilización pueden llegar a ser productivos.

El Ministerio de Industria y Comercio en la década de los sesenta, bajo una entidad llamada Dirección de Geología Minas y Petróleo, realizó una serie de informes sobre la ubicación y el potencial minero de los depósitos de lateritas en algunos puntos del país, principalmente en la zona sur, pues era la zona que se pretendía explotar la extracción de alúmina a partir de depósitos de lateritas bauxíticas. En dichos informes se detalla la ubicación y la composición química de los depósitos analizados, pero no se dan sus parámetros geotécnicos, pues el objetivo primordial de dichos informes era determinar si en Costa Rica era posible explotar el hierro y el aluminio que contienen estos suelos.

A la conclusión que llegó el Ministerio de Industria y Comercio con dichos informes fue que la producción de alúmina en Costa Rica para la época era antieconómica, pues debido al proceso de extracción utilizado se requería inmensas cantidades de energía térmica, la cual se debía producir con combustibles importados ya que en el país no se explota el petróleo, generando que el precio del aluminio costarricense fuera superior al precio mundial de este material.

1.2. Objetivos.

1.2.1. Objetivo general.

Caracterizar, en términos de deformabilidad y resistencia, los suelos lateríticos de la zona norte de la península de Nicoya.

1.2.2. Objetivos específicos.

- Describir las características mineralógicas de los suelos en el área de estudio.
- Catalogar el tipo de suelo de acuerdo a la clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS) y de la *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*.
- Obtener el esfuerzo de preconsolidación de las muestras de suelo obtenidas de la zona norte de la península de Nicoya.
- Establecer las características de compactación del suelo en estudio.
- Determinar las características de resistencia geomecánica del suelo, a partir de pruebas de compresión triaxial, corte directo y compresión encofinada.

1.3. Delimitación del problema.

1.3.1. Alcances.

- Se tomaron muestras de suelo para la investigación específicamente en el cantón de Santa Cruz ya que se encuentra en la parte norte de la península de Nicoya, partiendo de la premisa de que estos suelos son lateríticos de clima seco, según el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009).
- Solamente se realizaron ensayos de laboratorio sobre las muestras recolectadas in situ, por lo que no se realizaron ensayos de campo.
- En las propiedades físico-mecánicas que esta investigación se enfoca son: propiedades de resistencia al corte, compresibilidad y compactación, obtenidas de muestras moldeadas a partir de bloques inalterados de suelo.
- Las muestras de suelo se sometieron a los siguientes ensayos de laboratorio: humedad natural (ASTM D-2216), granulometría (ASTM D-422 y ASTM D-6913), gravedad específica (ASTM D-854), límites de Atterberg (ASTM-D4318), Próctor estándar (ASTM D-698), consolidación (ASTM D-2435), corte directo (ASTM D-3080),

compresión triaxial UU (ASTM D-2850), compresión triaxial CU (ASTM-D4767) y compresión inconfiada (ASTM D-2166).

- La clasificación de los suelos se realizó por los sistemas SUCS y AASHTO, a pesar de que estos métodos no fueron desarrollados para suelos tropicales, por el motivo de que son los más utilizados en el país y son referencia de los demás sistemas de clasificación existentes.

1.3.2. Limitaciones.

1. Las muestras se recolectaron a una profundidad máxima de dos metros, por lo que solo la parte superior de los estratos de la zona se estudiaron.
2. Debido a la capacidad del equipo triaxial existente en el LanammeUCR, al uso compartido con otros estudiantes y los ensayos que realiza dicha institución, así como la duración de los mismos ensayos, se debió delimitar la cantidad de ensayos triaxiales realizados
3. En todos los ensayos, que se realizaron para obtener la resistencia geomecánica del suelo, se utilizaron especímenes moldeados a partir de muestras inalteradas, por lo que se pudo haber alterado el estado de esfuerzo de los mismos en el moldeo.
4. Los ensayos de compresión triaxial UU se realizaron en muestras no saturadas, ya que no se disponía del tiempo necesario para saturar las muestras.
5. Los sitios de muestreo se limitaron a las propiedades de la familia Bonilla Gutiérrez, ya que cortésmente ofrecieron sus terrenos para la investigación, pues no fue posible encontrar otros finqueros en la zona dispuestos a prestar terrenos para realizar este estudio.
6. La cantidad de ensayos realizados se debió ajustar al tiempo máximo que dicta la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica para la realización de trabajos finales de graduación.

1.4. Metodología.

1.4.1. Generalidades.

La metodología que se siguió para la elaboración de la investigación se muestra en la figura 1.1, en donde se detallan los pasos que se siguieron en el desarrollo del trabajo.

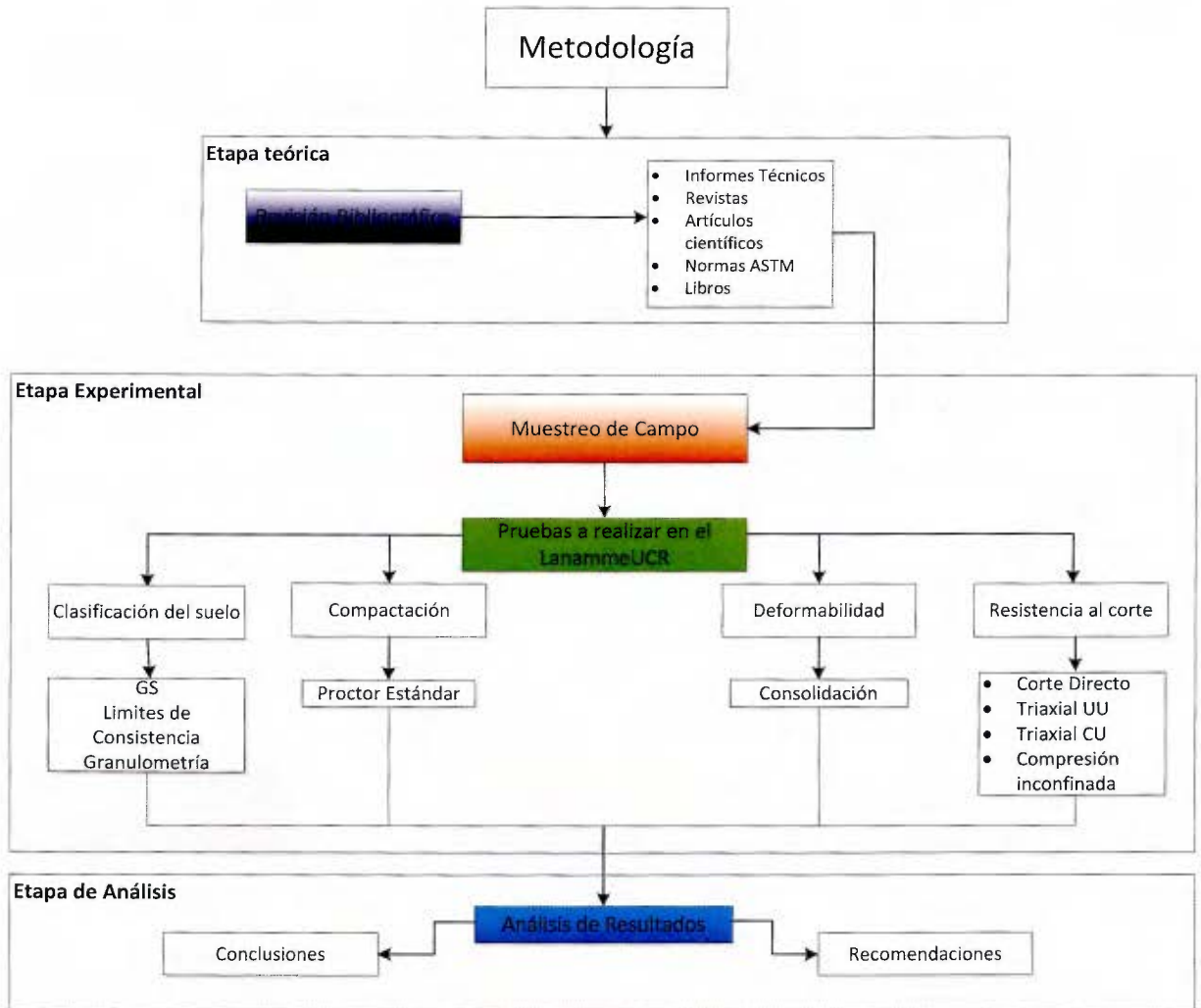


Figura 1.1. Diagrama de la metodología utilizada en la investigación.

1.4.2. Revisión bibliográfica.

Esta etapa se revisó fuentes de información bibliográfica, como libros, normas, trabajos finales de graduación, revistas, informes técnicos y cualquier otro documento que trate sobre el tema estudiado.

1.4.3. Muestreo en campo.

Se hizo una exploración geotécnica visual por las distintas propiedades que se disponían para realizar el muestreo, pues se contaba con una extensión considerable de terreno, al menos 250 hectáreas. Para definir los lugares óptimos en donde se podía extraer suelo, se tomó en cuenta como criterios de selección la accesibilidad a la zona de muestreo y la coloración típica que debe tener un suelo laterítico, según el Código de Cimentaciones es rojiza. Se escogieron 3 puntos que cumplieran con las características anteriormente descritos, se llamaron Tules, Soncoyo y Delicias en alusión al nombre de la finca en donde se sitúan.

Seleccionados los puntos de muestreo, se prosiguió a realizar la extracción de muestras inalteradas y alteradas de dichos lugares. Esto se realizó en varias etapas, pues no se podía transportar todo las muestras que se necesitaban en una sola gira, por la cantidad de las mismas y disponibilidad de tiempo de los técnicos del LanammeUCR, quienes eran los que transportaban las muestras hacia el laboratorio.

1.4.4. Desarrollo experimental.

En esta etapa se elaboraron todas las pruebas que se describieron en la figura 1.1. En el cuadro 1.1 se detallan la cantidad de pruebas que se realizaron.

Cuadro 1.1. Cantidad de pruebas realizadas en el laboratorio.

Prueba		Cantidad máxima de pruebas a efectuadas
Gravedad Especifica	ASTM D-854	9
Análisis Granulométrico	ASTM D-6913	10
Análisis Granulométrico	ASTM D-422	10
Límites de Consistencia	ASTM D-4318	9
Próctor Estándar	ASTM D-698	6
Consolidación	ASTM D-2435	4
Corte Directo	ASTM D-3080	2
Triaxial UU	ASTM D-2850	2
Triaxial CU	ASTM D- 4767	3
Compresión Inconfinada	ASTM D-2166	2

1.4.5. Análisis de resultados.

En esta fase se obtuvo la clasificación SUCS y AASHTO del suelo laterítico del norte de la península de Nicoya, además de conocer la susceptibilidad del suelo a cambios volumétricos, con las pruebas de resistencia al corte se obtuvieron los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna.

1.4.6. Conclusiones y recomendaciones.

Finalmente basándose en los resultados que se obtuvieron se hicieron las conclusiones pertinentes de las características de resistencia y deformabilidad del suelo laterítico estudiado.

CAPÍTULO 2. CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.

2.1. Ubicación de la zona de estudio.

El estudio se basó en la región norte de la península de Nicoya, específicamente en el cantón de Santa Cruz, pues era la zona en donde el Código de Cimentaciones (2009) dicta que presenta suelos lateríticos de clima seco.

El Código de Cimentaciones (2009) denomina los suelos lateríticos de clima seco como suelos "Lat", que son suelos residuales de color rojizo, además dicho documento los caracteriza como suelos susceptibles a presentar inestabilidad de taludes, en la figura 2.1 se muestra el mapa de zonificación de tipos de suelos de la hoja Nicoya, se observa que gran parte del mapa es rojo, siendo este el color que se le asigna al suelo laterítico en dicho mapa.

Se definieron 3 puntos de muestreo, llamados Tules, Soncoyo y Delicias, en la figura 2.1 se muestra la ubicación de dichos puntos en la península de Nicoya, además se muestra que por su ubicación en el mapa de zonificación de suelos presentan suelos lateríticos.

Los puntos Delicias y Soncoyo se encuentran en la hoja cartográfica de Instituto Geográfico Nacional escala 1:50000 llamadas Diriá y Tules se encuentra en la hoja Villarreal, en las figuras 2.2 y 2.3 se muestra una sección de las hojas con la ubicación de los sitios de extracción de muestras en dichas hojas cartográficas.

Soncoyo y Delicias se sitúan en el distrito tercero llamado Veintisiete de Abril, el sitio Tules se encuentra situado en el distrito noveno del cantón de Santa Cruz llamado Tamarindo. En el cuadro 2.1, se muestran las coordenadas de cada punto de extracción de muestras de suelo, con una precisión de más/menos 30 metros.

Cuadro 2.1. Coordenadas geográficas de los puntos de extracción de muestras, en el sistema CRTM 05.

Coordenadas geográficas	Punto de extracción de muestras		
	Delicias	Soncoyo	Tules
X (km)	309166.47	311181.13	305415.03
Y (km)	1131787.05	1135589.21	1133863.64

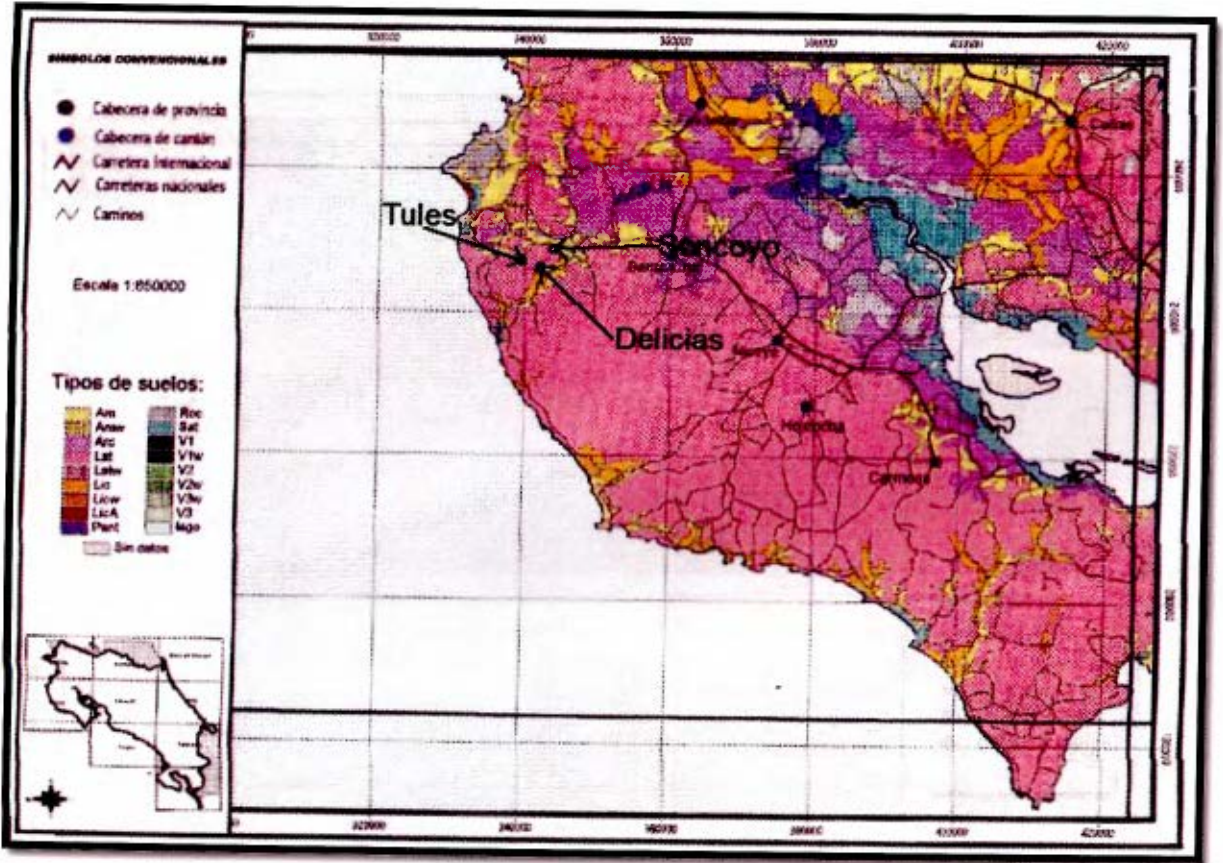


Figura 2.1. Ubicación de los puntos de extracción en el mapa de zonificación de suelos de la hoja Nicoya.

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009.

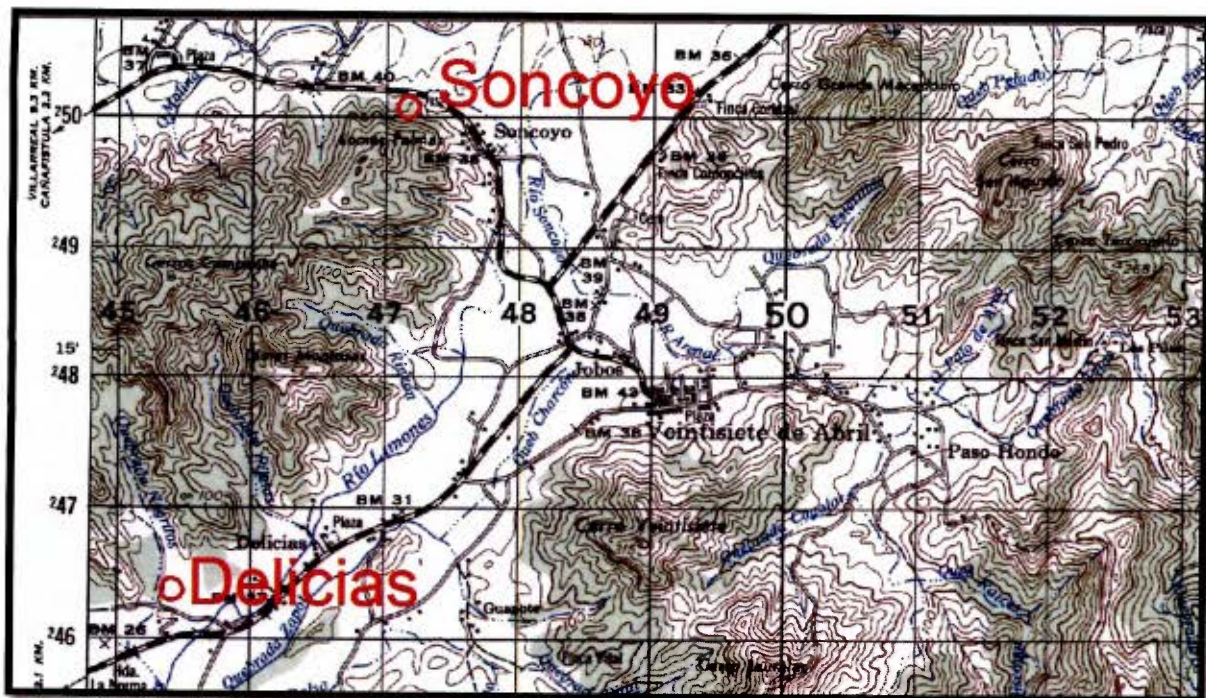


Figura 2.2. Ubicación de los puntos Soncoyo y Delicias en la hoja Diriá.

Fuente: Hoja cartográfica Diriá, Escala 1:50000, IGN ,1973.



Figura 2.3. Ubicación del punto Tules en la hoja Villareal.

Fuente: Hoja cartográfica Villareal, Escala 1:50000, IGN, 1973.

2.2. Geología del norte de la península de Nicoya.

La península de Nicoya es una región muy diversa y compleja desde el punto de vista geológico, pues tienen una alta complejidad estructural y alta dificultad de reconocimiento litológico. Además según, Denyer & Kussmaul (2000), es la región más antigua del país, pues presenta rocas del cretácico, alrededor de unos 200 Ma de edad.

Varios autores difieren sobre los procesos que generaron la formación de la península de Nicoya, Schmidt-Effing(1980) (citado por Denyer), propone que la península de Nicoya se originó a partir de la dorsal asísmica "Nicoya-Azuero", Meschede et all (1988) (citado por Denyer), propone que la península de Nicoya se formó en una dorsal activa del pacífico.

Denyer & Kussmaul, (2000) señalan que gran parte de la península de Nicoya está compuesta por basaltos toleíticos, en forma de coladas masivas y en almohadillas con intercalaciones de brechas y hialoclastitas, estas últimas ricas en fragmentos de vidrios volcánicos. En el norte de la península de Nicoya se encuentran restringidos los plagiogranitos, compuestos por plagioclasa, cuarzo, augita rica en hierro y magnetita, además es usual encontrar afloramientos de gabros que aparecen en forma de stocks y sills, principalmente compuestos por plagioclasa. La edad de los afloramientos de gabro y de los plagiogranitos se encuentra entre 83-84 millones de años (Ma).

2.3. Clima de la Península de Nicoya.

La península de Nicoya, presenta un clima tropical seco, perteneciente al régimen de precipitación del Pacífico Norte costarricense. Esta región se distingue por tener una estación seca y una lluviosa bien definida. La época seca se extiende de diciembre hasta marzo, siendo abril un mes de transición, la época lluviosa va de mayo hasta octubre, siendo noviembre un mes de transición, los meses más lluviosos son los de septiembre y octubre, en julio y agosto se observa una disminución relativa de la precipitación por la aumento de los vientos alisios, a este fenómeno se le conoce comúnmente como canícula o veranillo de San Juan (IMN, 2014).

El Pacífico Norte costarricense presenta una precipitación anual promedio máxima de 3000 mm en las sitios más lluviosos y menos de 1500mm en los lugares más secos, siendo la zona más seca del país, en la figura 2.4 se muestra el mapa con las precipitaciones promedio en el Pacífico Norte costarricense, en la figura 2.5, se detallan las temperaturas anuales promedio,

con una temperatura media anual de 26 grados centígrados en su interior y con 28 grados centígrados de temperatura anual promedio en las cercanías a la costa.

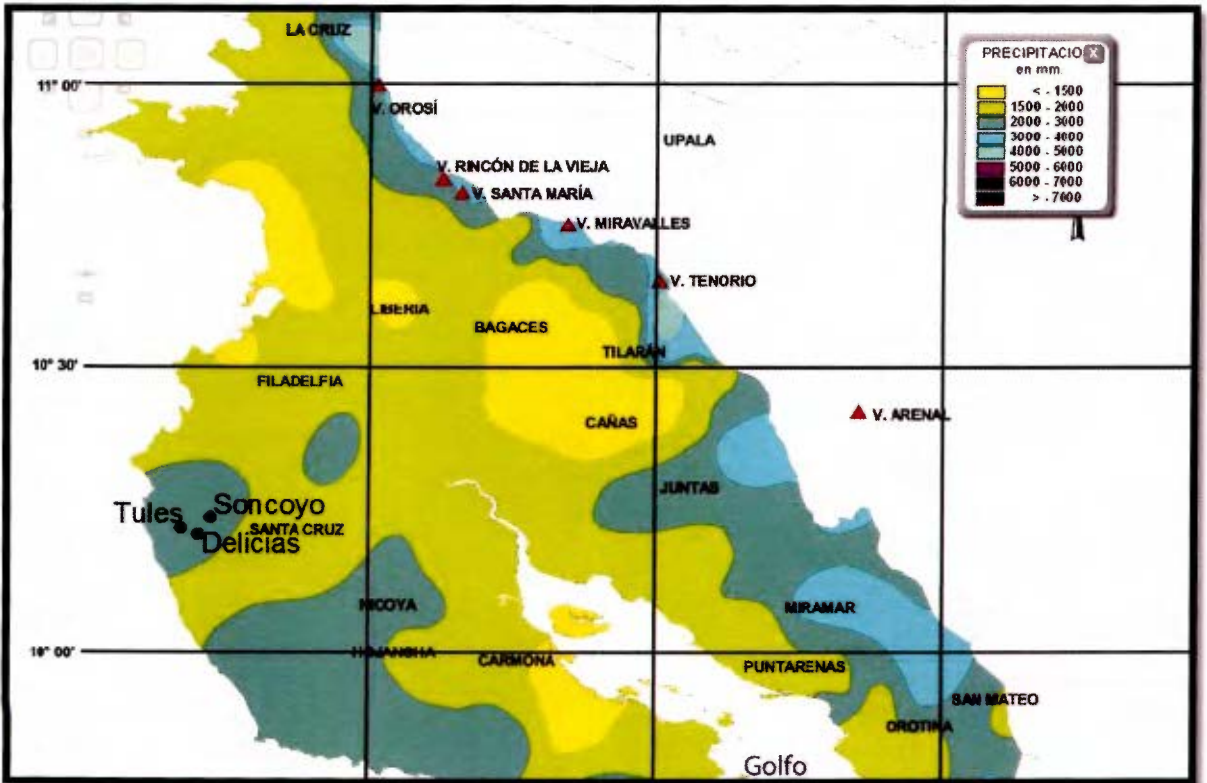


Figura 2.4. Precipitación anual promedio en el Pacífico Norte costarricense.

Fuente: Instituto meteorológico nacional, 2014.

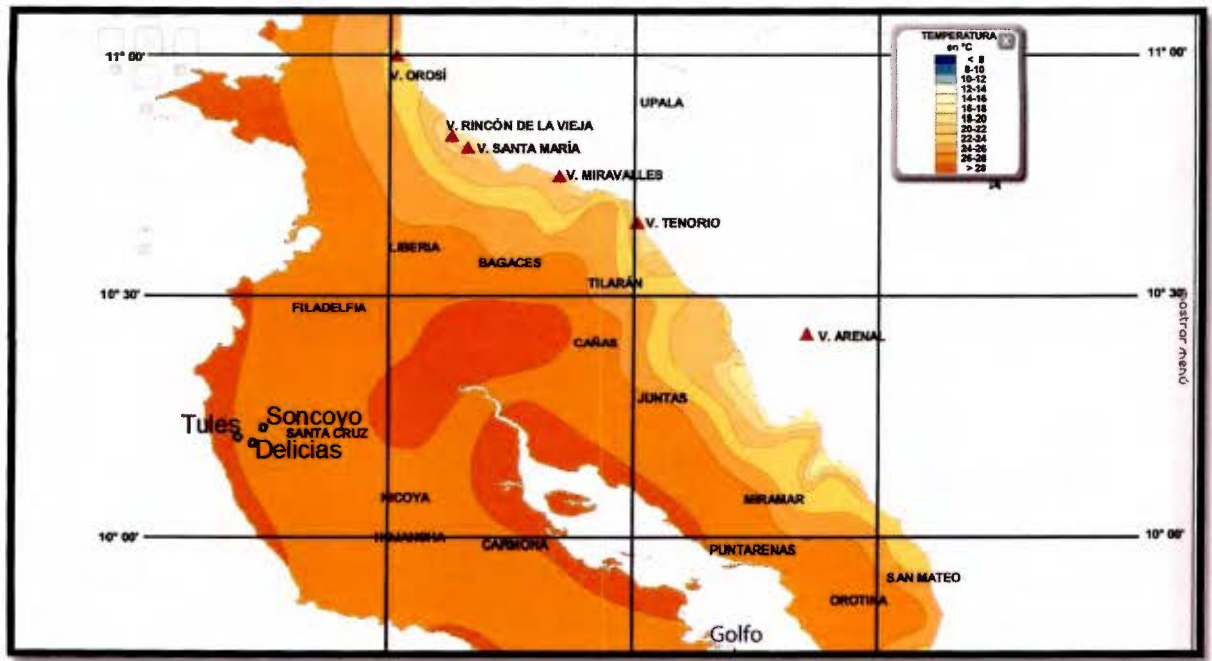


Figura 2.5. Temperatura anual promedio en el Pacífico Norte costarricense.

Fuente: Instituto meteorológico nacional, 2014.

CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO.

En Ingeniería geotécnica, el diseño y análisis de estructuras de suelos como presas de tierra, taludes, muros de retención, fundaciones, entre otros, se basa en la teoría de Mecánica de suelos y la determinación experimental de las propiedades del suelo (Bardet, 1997).

En general, se tiene que el punto de partida en la Geotecnia son las pruebas de laboratorio, pues es la manera más confiable y directa de obtener las propiedades de los suelos, en las que se sustenta la teoría de la Mecánica de suelos, pese a que se tienen pruebas de campo normadas, como el ensayo de veleta o la prueba SPT, nunca son tan confiables como un ensayo de laboratorio para obtener la resistencia al corte de un suelo, ya que los ensayos de campo dependen de correlaciones estadísticas para obtener el valor la propiedad que se desea obtener, al contrario del ensayo de laboratorio que se obtiene directamente partir de una muestra de suelo.

Bardet (1997), señala que las pruebas de laboratorio, se separan en 5 grandes categorías, las cuales se agrupan según el objetivo primordial del ensayo. A continuación se describen las 5 categorías, las cuales son:

1. Clasificación de suelos: clasifica el suelo de acuerdo a su probable comportamiento ingenieril.
2. Densidad: gravedad específica, relación de vacíos, contenido de humedad, son propiedades elementales para caracterizar un suelo tanto en campo como en el laboratorio.
3. Filtración: referente al flujo de agua a través de suelos, muy utilizada en el análisis de presas de tierra, estructuras de retención de suelos, entre otros. La permeabilidad es la propiedad con la que se analiza la filtración obtenida a partir del ensayo de permeabilidad.
4. Consolidación: referente a la compresibilidad de suelos debido a la aplicación de cargas.
5. Resistencia al corte: incluye las propiedades del suelo que caracterizan la capacidad de los suelos para soportar cargas de construcción.

Los ensayos más comunes para obtener la clasificación geomecánica del suelo son:

- a) Gravedad específica.
- b) Análisis granulométrico.
- c) Límites de Atterberg.
- d) Consolidación.
- e) Corte Directo.
- f) Triaxial UU, CU y CD.
- g) Compresión inconfiada.

3.1. Gravedad específica del suelo.

La densidad específica es la comparación de la densidad de una muestra de suelo con la del agua destilada, a una temperatura dada.

El G_s es útil en el cálculo de las relaciones peso-volumen del suelo, dichas relaciones son necesarias para el cálculo de parámetros como la relación de vacíos (e) y la porosidad (n), necesarias en la caracterización de un suelo.

$$G_s = \frac{\rho_{\text{suelo}}}{\rho_w} \quad \text{Ecuación 3.1.}$$

$$G_s = \frac{W_{\text{muestraseca}}}{W_1 + W_2 + W_{\text{muestraseca}}} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$W_1: \text{Picnometro} + \text{agua} \quad \text{Ecuación 3.3.}$$

$$W_2: \text{Picnometro} + \text{suelo} + \text{agua} \quad \text{Ecuación 3.4.}$$

La gravedad específica es un parámetro adimensional función de la mineralogía del suelo (Salas, 2013); es un parámetro primordial en la clasificación de suelos, pues al depender de la mineralogía lo hace variar para cada tipo de suelo.

En general, los suelos ricos en óxidos de hierro y óxido de magnesio presentan los valores más altos en mientras que los suelos arcillosos orgánicos presentan los valores más bajos.

3.2. Granulometría de suelos.

La granulometría de suelos es un parámetro básico en la clasificación de un suelo como material ingenieril, pues define su posible uso y comportamiento, tanto como subrasante de

carretera, agregado para concreto hidráulico o mezcla asfáltica, material de relleno de algún corte, entre otros, además se utiliza para detectar la susceptibilidad del material al fenómeno de licuación, también para determinar el mecanismo de mejoramiento de suelos se adecua mejor a la zona a tratar (Salas, 2013).

El primer paso para clasificar suelos, es conocer su curva granulométrica, generalmente se utilizan dos métodos para encontrar la distribución de partículas en el suelo, 1) análisis por tamizaje, y 2) análisis por hidrómetro, también llamado análisis por sedimentación. El análisis por tamizaje se utiliza para suelos de grano grueso y el de hidrómetro es el utilizado en suelos de grano fino.

El principal parámetro de clasificación obtenido de la curva granulométrica es el porcentaje que pasa la criba No. 200, pues es el que determina, si un material clasifica como suelo fino o grueso, pues los pasos a seguir en la clasificación después de determinar si el material es suelo de grano fino o grueso son distintos.

3.2.1. Análisis por tamizaje.

El objetivo primordial de esta prueba es obtener la curva granulométrica de la muestra, por ende obtener todos los parámetros que se puedan obtener de la curva. El principal parámetro de clasificación que se puede obtener en este ensayo es el porcentaje pasando la malla No. 200, pues las partículas que pasan dicho tamiz no se les puede hacer un análisis granulométrico por mallas, para ello se requiere realizar un análisis granulométrico por hidrómetro.

El procedimiento de este ensayo está estandarizado por la norma ASTM D6913, denominado por la ASTM "graduación de suelos usando análisis de mallas".

Lo primero que se debe hacer es dividir las partículas en distintos grupos de acuerdo a su tamaño máximo, esto se logra pasando el material por distintas cribas, los valores de estos tamaños se especifican en la ASTM E11-13.

El tamaño de la abertura de los tamices está especificado en la norma ASTM E11-13, estos diámetros se muestran en el cuadro 3.1. Una vez pasado el material por los tamices, se pesa el material retenido en cada uno y por diferencia de pesos se obtiene el porcentaje que pasa.

Cuadro 3.1. Diámetro de tamices según norma ASTM E11-13.

Tamiz	Abertura (mm)
1	25
3/4	19
3/8	9.5
4	4.75
6	3.35
8	2.36
10	2
16	1.18
20	0.85
30	0.6
40	0.425
50	0.3
60	0.25
80	0.18
100	0.15
140	0.106
170	0.088
200	0.075

Fuente: ASTM, 2013.

3.2.2. Análisis por hidrómetro.

La finalidad de este ensayo, al igual que el método por tamizaje, es obtener la curva granulométrica del suelo, a diferencia del ensayo anterior este si analiza las partículas que pasan la malla No. 200, por ende es posible determinar los porcentajes de limo y arcilla presentes en el suelo. El método a seguir en la ejecución de este ensayo lo estipula la norma ASTM D422.

Este procedimiento se basa en el principio de sedimentación de granos de suelo en agua, para efectuar este análisis se recurre a la Ley de Stokes, que relaciona la velocidad de caída de las partículas en función del diámetro que estas presenten.

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18n} D^2 \quad \text{Ecuación 3.5.}$$

Donde: v velocidad, ρ_s Densidad del suelo, ρ_w Densidad del agua, n Viscosidad del agua, D diámetro de las partículas.

Cuando la muestra se tenga preparada la muestra, se debe deflocular, con el fin de eliminar los grumos que presente, y que solo se sedimenten partículas elementales, se miden las densidades de la muestra a diferentes intervalos de tiempo con el hidrómetro.

3.2.3. Curva granulométrica.

Los resultados del análisis de graduación de un suelo se representan en una curva, que se denomina curva granulométrica. Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y los porcentajes pasando en escala aritmética.

Los datos más relevantes que se pueden obtener de una curva granulométrica son los diámetros característicos (D_n) y las fracciones de arena, grava y finos, refiérase a finos a material que pasa el tamiz No. 200, en la figura 3.1 se detalla una curva granulométrica de un suelo.

Los diámetros característicos (D_n) indica el porcentaje n de la muestra que pasa dicho diámetro, en la figura 3.1, se detallan los diámetros D_{10} , D_{30} , D_{50} y D_{60} que son los diámetros en los cuales pasa el 10%, 30 %, 50% y 60 % de la muestra respectivamente.

Algunos de los índices que pueden calcularse a partir de la gráfica son:

Cuadro 3.2. Fracciones de partículas más significativas.

		ASTM	AASHTO
Fracción de Gravas	FG	100 – F4	F3 – F10
Fracción de Arena	FS	F4 – F200	F10– F200
Fracción Fina	CF	F200	F200

Fuente: Salas, 2011.

Donde F4 y F200 son los porcentajes pasando del material a través de las mallas No.4 y No. 200 respectivamente; F3 y F10 es el porcentaje pasando el tamiz No.3 y No.10, esto para ASTM y AASHTO respectivamente.

Además de estos parámetros también existen dos índices de gran importancia que se deducen a partir de esta curva el coeficiente de Curvatura C_c y el coeficiente de uniformidad C_u . Estos índices son los que permiten clasificar las arenas y gravas, determinando si la muestra de suelo es bien o mal graduada.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad \text{Ecuación 3.6.}$$

Donde D_n es el diámetro correspondiente al porcentaje n pasando.

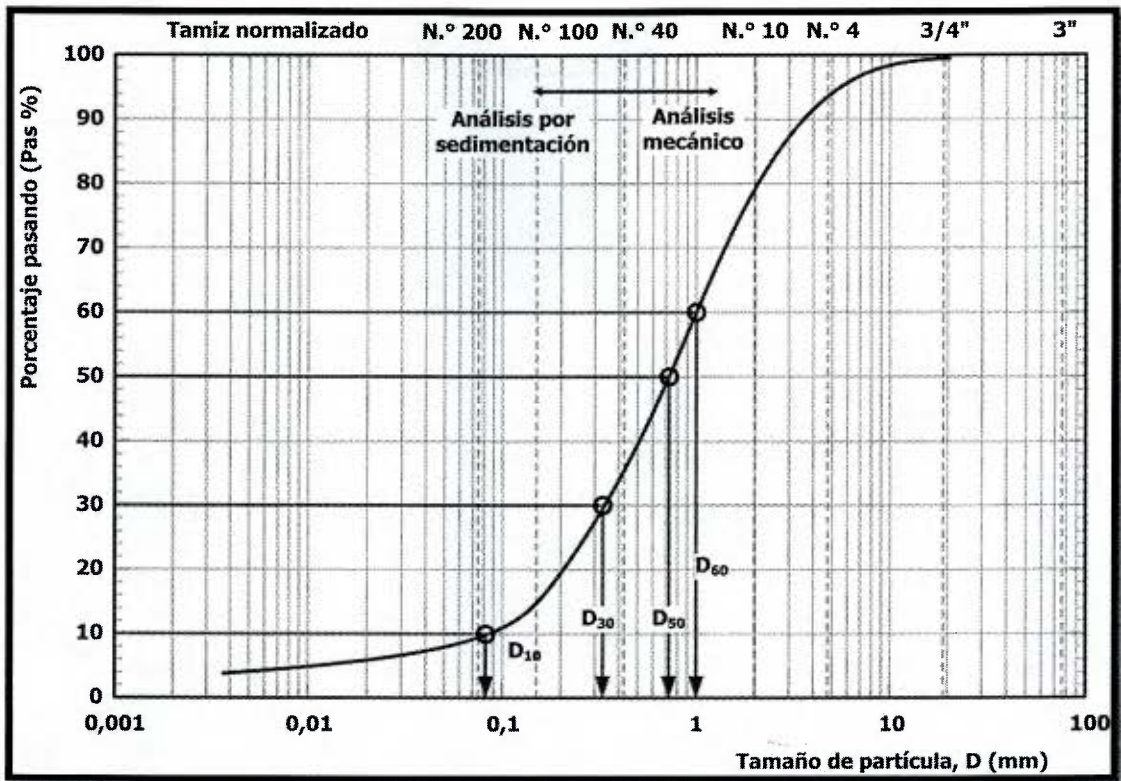


Figura 3.1. Curva granulométrica típica de un suelo.

Fuente: Salas, 2013.

El C_u es una pendiente inversa de la curva granulométrica, indica lo suave o abrupto de la curva correlacionando la predominancia de un solo tipo de diámetro en la graduación (Salas, 2013). El valor mínimo teórico de este parámetro es 1, que corresponde a un suelo con igual tamaño de partículas (graduación uniforme), por ende entre más alto sea su valor mayor

cantidad de tamaño de partículas tendrá el suelo. Entre mayor sea la cantidad de diámetros estén presentes en la graduación mejor graduado estará el suelo (bien graduado)

El C_c detecta el formato de la curva granulométrica, pues un valor inferior a 1 indica que la curva es discontinua, es decir tiene un faltante de partículas de cierto tamaño. Se considera que el valor ideal del C_c debe estar entre $1 < C_c < 3$, pues en este rango de valores la curva se desarrolla suavemente, si excede el valor de 3 se nota una concentración de partículas en el centro de la curva.

Para clasificar un suelo de grano grueso como bien graduado se debe tener en cuenta el C_c y el C_u , pues el criterio del coeficiente de uniformidad no es absoluto, pues se debe evaluar la forma de la curva para poder decir que un suelo es bien graduado. El rango de valores de C_c y C_u en el cual debe estar un suelo para que sea clasificado como bien graduado es el siguiente:

1. Gravas $C_u > 4$ y $1 < C_c < 3$
2. Arenas $C_u > 6$ y $1 < C_c < 3$

3.3. Consistencia de suelos finos.

La consistencia es una propiedad que describe el grado y tipo de cohesión y adhesión que presentan las partículas de suelo, estas propiedades están relacionadas con la resistencia del suelo a deformarse o romperse (Salas, 2009).

Para determinar la consistencia del suelo, se deben determinar los límites de Atterberg, llamados así en honor al agrónomo sueco que los propuso en 1911. El ensayo de laboratorio empleado para determinar los límites de Atterberg está estandarizado por la norma ASTM D4318, mediante el cual se puede obtener el límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad. El procedimiento para obtener el límite de contracción está estipulado por la norma ASTM D4943.

El límite líquido: se define como el porcentaje de humedad para el cual el suelo permanece en el estado plástico y el estado líquido. Corresponde a un estado de consistencia en el cual la resistencia al corte aproximadamente tiene un valor de 25 g/cm². Prácticamente es el porcentaje de humedad en el cual un suelo colocado en la copa de Casagrande al cabo de 25 golpes cierra en la mitad una ranura realizada según lo especifique la norma utilizada.

El límite plástico: es el contenido de humedad de un suelo cohesivo pasa de un estado semisólido a uno plástico, esto ocurre cuando al suelo se le enrolla en rollitos de 3.2 mm y se desmorona.

El índice de plasticidad: se calcula con la diferencia del límite líquido y el límite plástico:

$$IP = LL - LP \quad \text{Ecuación 3.7.}$$

El límite de contracción: es el contenido de humedad en cual el suelo no se contrae más, aunque continúe perdiendo peso por el resecamiento del suelo.

Los límites de Atterberg son indispensables en la clasificación de suelos de grano fino, ya que con estos parámetros se determina la plasticidad de estos suelos, además de predecir su comportamiento ingenieril, pues entre más plástico menor será su capacidad soportante y será más propenso a experimentar grandes deformaciones.

En arcillas es posible determinar la mineralogía a partir de los límites de Atterberg, Holtz and Kovacs (1981), determinaron que los minerales influyen en la plasticidad de las arcillas, y lo lograron plasmar en la cartilla de plasticidad, en la figura 3.2 se muestra una cartilla de plasticidad y la influencia que tienen los minerales sobre esta.

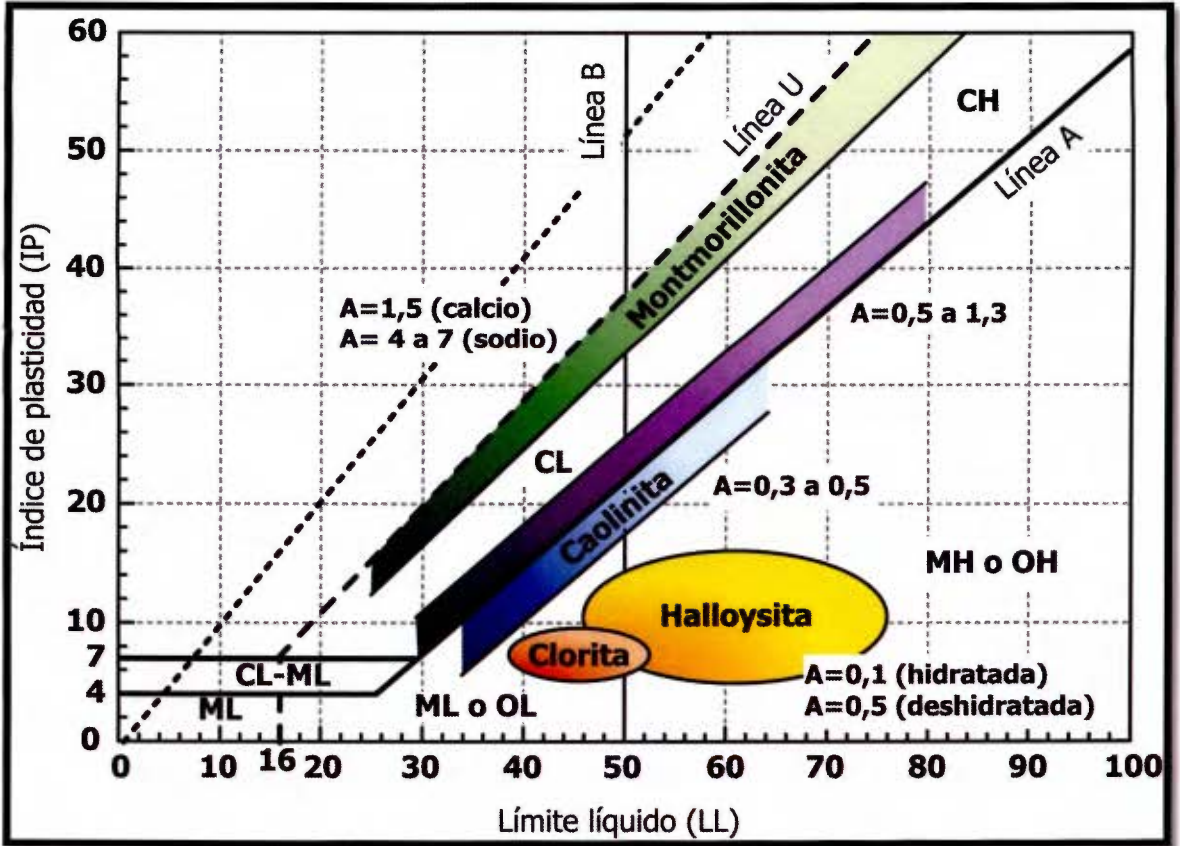


Figura 3.2. Influencia de la mineralogía de arcillas en la carta de plasticidad.

Fuente: Salas, 2013.

3.4. Sistemas de clasificación del suelo.

El proceso de clasificación de suelos en cualquier sistema básico incluye la evaluación de propiedades físicas de los suelos a partir de indicadores, tales como la granulometría y la plasticidad, y la aplicación de un procedimiento sistematizado para determinar las clases y subclases correspondientes (Vargas, 2009).

A partir de la clasificación del suelo es posible predecir algunas propiedades que tenga el suelo como compresibilidad, resistencia y deformación, además de dar una noción del desempeño del material en su uso ingenieril; al saber el comportamiento de un suelo se pueden anticipar los problemas que este experimentará ante las sollicitaciones de carga de la construcción o puesta en servicio de una obra civil, tales como alta compresibilidad, baja capacidad soportante, inestabilidad de taludes entre otros, por ende se puede determinar la

solución que más se adecua al suelo y al problema que este presenta, entre las que se pueden citar densificación, sustitución, reforzamiento, entre otros.

Para poder clasificar un suelo es indispensable conocer previamente los parámetros clave que solicitan los sistemas de clasificación de suelos, tales como límite líquido, índice de plasticidad, porcentaje pasando la malla No. 200 y partículas inferiores a los 0.002 mm. Estos parámetros se obtienen a partir de los ensayos de límites de Atterberg y granulometría, dichos parámetros se obtienen a partir de ensayos de laboratorio, que previamente fueron explicados.

Existen dos métodos de clasificación mundialmente aceptados, el método SUCS y el método AASHTO. El método AASTHO es utilizado principalmente en la construcción de caminos y carreteras, mientras que SUCS es el más utilizado por los ingenieros geotecnistas

3.4.1. Sistema SUCS.

El sistema SUCS clasifica los suelos en suelos de grano grueso, suelos de grano fino y suelos orgánicos. Los suelos de grano grueso se clasifican de acuerdo con su granulometría y los de grano fino de acuerdo con su plasticidad (límites de consistencia). Por lo tanto, implícitamente se asume que el comportamiento ingenieril de los suelos está relacionado fundamentalmente con sus características plásticas.

Los suelos que no contienen "finos" en su composición o aquellos cuya fracción fina no afecta su comportamiento ingenieril se clasifican de acuerdo con su granulometría. Debido a esas suposiciones, solamente es necesario realizar las pruebas de granulometría y de límites de Atterberg para clasificar completamente un suelo dentro de este sistema. No hay disposiciones especiales con respecto a los suelos orgánicos debido a su inconveniencia como materiales ingenieriles.

Suelos de grano grueso: corresponden a gravas y arenas con menos de un 50% pasando la malla No. 200. La clasificación de estos suelos inicia con la letra **G**, de grava o suelo gravoso; o **S** de suelo arenoso. La segunda letra corresponde a la graduación **W** cuando son bien graduados y **P** cuando son mal graduados (Das, 2001).

Suelos de grano fino: más del 50% del material pasa la malla No. 200. La clasificación de estos suelos inicia con la letra **M**, para limos inorgánicos; **C** para arcillas inorgánicas u **O**

cuando son arcillas o limos orgánicos. Se utiliza el símbolo **Pt** para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos. La segunda letra en esta clasificación corresponde a la plasticidad del suelo, siendo **L** para suelos de baja plasticidad, o **H** para suelos de alta plasticidad (Das, 2001).

El sistema SUCS, se encuentra estandarizado por la norma ASTM D2487, llamada “*clasificación de suelos para usos ingenieriles*”, en la figura 3.3 se detalla un esquema con los pasos a seguir, como se evidencia en dichas figuras el primer paso es determinar si un suelo es de grano fino o grueso, pues la clasificación de un suelo grueso dependerá de la forma de su curva granulométrica y la de un suelo fino dependerá de su plasticidad.

DIVISIONES PRINCIPALES		CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN LABORATORIO		SÍMBOLO	SUELOS TÍPICOS	
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más del 50 % del material es retenido en la malla N.º 200	GRAVAS 50 % de la fracción gruesa es retenida en la malla N.º 4	PASO I Determinar los porcentajes de gravas (FG), arenas (FS) y finos (CF) de la curva granulométrica PASO II Según el contenido de finos (CF), clasificar los suelos como sigue: CF < 5 % → Gravas y arenas limpias (GW, GP, SW, SP) CF > 12 % → Gravas y arenas con finos (GM, GC, SM, SC) 5 % < CF < 12 % → Suelos que requieren el uso de símbolos dobles; se deben verificar los criterios de los dos grupos.	$C_u > 4$ y $1 < C_c < 3$	GW		
	ARENAS 50 % de la fracción gruesa pasa la malla N.º 4		$C_u < 4$, $C_c < 1$ ó $C_c > 3$	GP		
	ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de finos)		IP < Línea A, IP < 4 (Finos ML/MH)	IP > Línea A, 4 < IP < 7 LL < 50 (Finos CL-ML)	GM	Gravas arcillosas o mezclas de grava, arena y limo.
			IP > Línea A, IP > 7 (Finos CL/CH)	Usar símbolos dobles (GC-GM)	GC	Gravas arcillosas o mezclas de grava, arena y arcilla.
	ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de finos)		$C_u > 6$ y $1 < C_c < 3$	SW	Arenas o arenas con grava bien graduadas con poco o nada de finos.	
			$C_u < 6$, $C_c < 1$ ó $C_c > 3$	SP	Arenas o arenas con grava mal graduadas con poco o nada de finos.	
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más del 50 % del material pasa la malla N.º 200 (75 µm)	INDICE DE PLASTICIDAD (IP) Determinar el límite líquido, índice de plasticidad y su ubicación en la Carta de Plasticidad		IP < Línea A, IP < 4 (Finos ML/MH)	IP > Línea A, 4 < IP < 7, LL < 50 (Finos CL-ML)	SM	Arenas limosas o mezclas de arena y limo.
			IP > Línea A, IP > 7 (Finos CL/CH)	Usar símbolos dobles (SC-SM)	SC	Arenas arcillosas o mezclas de arena y arcilla.
			ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillas ligeramente plásticas.		
			CL	Arcillas inorgánicas de baja plasticidad, arcillas con gravas, arenosas, limosas o pobres.		
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.		
			MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos.		
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS Más del 50 % del material pasa la malla N.º 200 (75 µm)	INDICE DE PLASTICIDAD (IP) Determinar el límite líquido, índice de plasticidad y su ubicación en la Carta de Plasticidad		CH	Arcillas inorgánicas de lata plasticidad, arcillas francas.		
			OH	Arcillas orgánicas de alta plasticidad, limos orgánicos de mediana plasticidad.		
			PI	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.		

Figura 3.3. Esquema de clasificación de suelos según SUCS.

Fuente: Salas, 2013.

3.4.2. Sistema AASHTO.

El sistema de clasificación del American Association of State Highway Officials (AASHTO), se basa en la investigación realizada por dicha entidad, que busca clasificar los suelos empleados en la construcción de caminos vecinales y carreteras secundarias. La AASHTO recomienda utilizar esta clasificación para aquellos suelos que vayan a ser empleados para terraplenes, subrasantes, subbases y bases de carreteras.

Este sistema clasifica el suelo en 8 grupos mayores A1- al A-8. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares en donde el 35% o menos pasa por la malla 200. Los suelos que más de un 35% pasa la malla No. 200 clasificados como suelos de grano fino y se encuentran en los grupos A-4, A-5, A-6y A-7; en el grupo A-8 se clasifican los suelos altamente orgánicos.

Este sistema utiliza un índice numérico llamado índice de grupo (IG), el cual indica que tan problemático puede llegar a ser el suelo empleado como subrasante de pavimentos.

$$IG = (CF - 35) * [0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,001 * (CF - 15) * (IP - 10) \geq 0$$

Ecuación 3.8.

Donde *CF* es el porcentaje pasando la malla No. 200, *LL* el límite líquido y *IP* el índice de plasticidad.

El índice de grupo se reporta con un número entero dentro de un paréntesis, al lado de la clasificación por ejemplo A-7-5(12). El Valor del IG es inversamente proporcional al desempeño del suelo como subrasante de carreteras, por ende el valor mínimo de IG=0, significa un suelo excelente como soporte de carreteras y un valor de IG=20 o más significa un pobre desempeño del suelo.

El procedimiento para clasificar suelos por el sistema AASTHO, esta estandarizado por las normas ASTM D3282 y AASTHO M145; los pasos a seguir en la clasificación por AASTHO, se detalla en el cuadro 3.3, para utilizar dicho cuadro se inicia de izquierda a derecha en un mismo nivel, verificando el cumplimiento de cada uno de los requisitos de cada grupo o subgrupo, es decir de no cumplirse los requisitos del grupo A1, se debe pasar a verificar los requisitos de la siguiente columna y así sucesivamente.

Cuadro 3.3. Esquema de clasificación AASTHO.

Clasificación general	Materiales granulares (CF ≤ 35 %)						Materiales finos (CF > 35%)				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
Clasificación de grupo											
% Pasando No. 10	≤ 50%										
% Pasando No. 40	≤ 30%	≤ 50%	≥ 51%								
CF	≤ 15%	≤ 25%	≤ 10%	≤ 35%			≥ 36%				
Características de la fracción que pasa la No. 40											
LL (%)	-		≤ 40 %	≥ 41%	≤ 40 %	≥ 41%	≤ 40 %	≥ 41%	≤ 40 %	≥ 41%	
IP (%)	≤ 6%		-		≤ 10 %		≥ 11%		≤ 10 %		≥ 11%
Materiales constituyentes típicos	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Clasificación general como subrasante	Excelente a buena						Regular a pobre				

Fuente: Salas, 2013.

3.4.3. Comparación entre el sistema SUCS y el AASTHO.

El objetivo ingenieril del Sistema SUCS es distinto al del sistema AASTHO, pues el objetivo de SUCS es evaluar la conveniencia del suelo como material de construcción y AASTHO busca evaluar el comportamiento del suelo como subrasante de carreteras.

A pesar de las diferencias entre los dos sistemas es posible hacer comparaciones entre ellos pues utilizan los mismos parámetros de clasificación tales como la granulometría y plasticidad de los suelos, dichas comparaciones se basan en correlaciones estadísticas, pero se debe recordar que el objetivo de cada sistema de clasificación es distinto.

En los cuadros 3.4 y 3.5 se dan comparaciones entre los grupos de AASTHO y SUCS.

Cuadro 3.4. Comparación entre el AASTHO y el SUCS.

Grupo AASHTO	Grupos comparables con SUCS		
	Más probable	Posible	Posible pero improbable
A-1-a	GW, GP	SW,SP	GM,SM
A-1-b	SW,SP,GM,SM	GP	-
A-3	SP	-	SW,GP
A-2-4	GM,SM	GC,SC	GW,GP,SW,SP
A-2-5	GM,SM	-	GW,GP,SW,SP
A-2-6	GC,SC	GM,SM	GW,GP,SW,SP
A-2-7	GM,GC,SM,SC	-	GW,GP,SW,SP
A-4	ML,OL	CL,SM,SC	GM,GC
A-5	OH,MH,OL,ML	-	SM,GM
A-6	CL	OL,ML,SC	GC,GM,SM
A-7-5	OH,MH	OL,ML,CH	GM,GC,SM,SC
A-7-6	CH,CL	OL,ML,SC	OH,MH,GM,GC,SM

Fuente: Salas, 2013.

Cuadro 3.5. Comparación entre el SUCS y AASTHO.

Grupo SUCS	Grupos comparables con AASTHO		
	Más probable	Posible	Posible pero improbable
GW	A-1-a	-	A-2-4,A-2-5,A-2-6,A-2-7
GP	A-1-a	A-1-b	A-3,A-2-4,A-2-5,A-2-6,A-2-7
GM	A-1-b,A-2-4,A-2-5,A-2-7	A-2-6	A-1-a,A-4,A-5,A-6,A-7-5,A-7-6
GC	A-2-6,A-2-7	A-2-4	A-4,A-6,A-7-5,A-7-6
SW	A-1-b	A-1-a	A-3,A-2-4,A-2-5,A-2-6,A-2-7
SP	A-3,A-1-b	A-1-a	A-2-4,A-2-5,A-2-6,A-2-7
SM	A-1-b,A-2-4,A-2-5,A-2-7	A-2-6,A-4	A-7-5
SC	A-2-6,A-2-7	A-2-4,A-4,A-6,A-7-6	-
ML	A-4,A-5	A-6,A-7-5,A-7-6	-
CL	A-6,A-7-6	A-4	-
OL	A-4,A-5	A-6,A-7-5,A-7-6	A-7-6
MH	A-7-5,A-5	-	-
CH	A-7-6	A-7-5	-
OH	A-7-5,A-5	-	A-7-6
Pt	-	-	-

Fuente: Salas, 2013.

En la figura 3.4, se hace una comparación mediante la cartilla de plasticidad empleada en SUCS y los resultados de AASTHO, esto se logra, pues los dos sistemas emplean la plasticidad para clasificar suelos de grano fino.

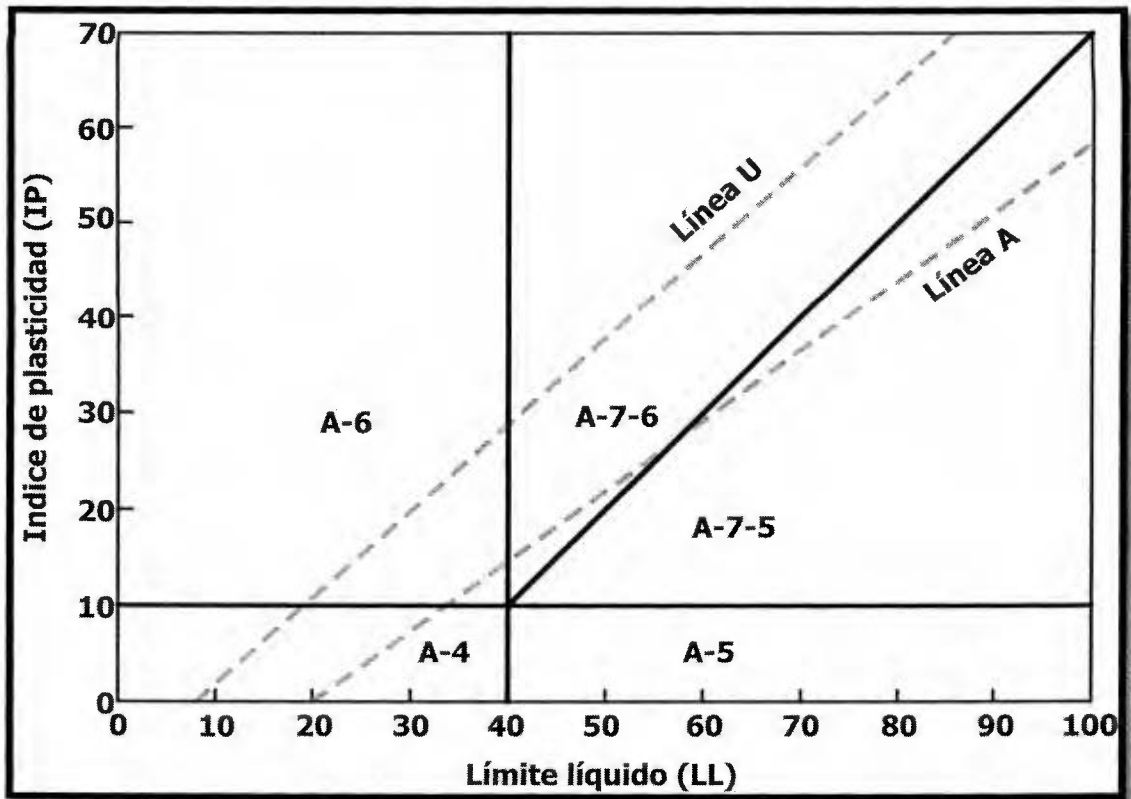


Figura 3.4. Correlación entre AASTHO y SUCS, para suelos finos según su plasticidad.

Fuente: Salas 2013.

3.5. Compactación.

La compactación consiste en la densificación del suelo por medios mecánicos, esta densificación se debe a que a la disminución de aire en el suelo y se mide por medio de su peso específico seco, el cual varía según su contenido de humedad. El contenido de humedad en el cual se obtiene el máximo peso específico seco, se denomina contenido de humedad óptimo. Como se observa en la curva de compactación que se muestra en la figura 3.5 cualquier contenido de humedad mayor o menor que el óptimo genera densidades menores a la óptima.

Algunos efectos que produce la compactación en campo son:

- Incrementa la resistencia del suelo.
- Reduce la permeabilidad del suelo.
- Incrementa la estabilidad de taludes.
- Reduce las distorsiones causadas por esfuerzos aplicados al suelo (cimentaciones).
- Reduce la relación de vacíos del material.
- Controla la contracción, compresibilidad y expansión del suelo.

El ensayo Próctor nos permite determinar el peso específico seco máximo seco y el contenido de humedad óptimo, este par ordenado se le conoce como punto óptimo de compactación, con base en este ensayo se obtiene la curva de compactación de un suelo.

Hay dos tipos de ensayo Próctor estándar (ASTM D698) y Próctor modificado (ASTM D1557), la diferencia radica en la energía de compactación que se le aplica al suelo; Próctor estándar se le aplica una energía de 592,5 kJ/m³ y Próctor modificado con una energía de compactación aplicada de 2693,3 kJ/m³.

La humedad es un factor relevante en la compactación, pues al aumentando su contenido hasta el punto óptimo, se pueden alcanzar mayores densidades, ya que si se pasa la humedad del punto óptimo más bien la densidad alcanzada tiende a disminuir, esta tendencia se observa en la figura 3.5, que muestra la forma típica de una curva de compactación, que detalla que el punto más alto en la curva es el punto óptimo, con más agua o menos agua que el óptimo se obtienen densidades menores a la máxima que se podría obtener del suelo.

Un parámetro muy importante que se puede obtener es el grado de compactación, el cual se debería incluir en los planos constructivos de toda obra civil, ya que de acuerdo a las características del suelo se define su comportamiento ante cierto tipo de cargas, y por ende, se diseña en base a esto, por lo que el suelo debe estar compactado de acuerdo a esta especificación. El grado de compactación se determina mediante la siguiente relación:

$$\%C = \frac{\gamma_s}{\gamma_{max}} \quad \text{Ecuación 3.9.}$$

El valor mínimo para el grado de compactación por lo general es del 95%, dependiendo del tipo de suelo, de su naturaleza, de las características del proyecto en que se utilizará y de las características físico-mecánicas de éste (resistencia, permeabilidad y deformación).

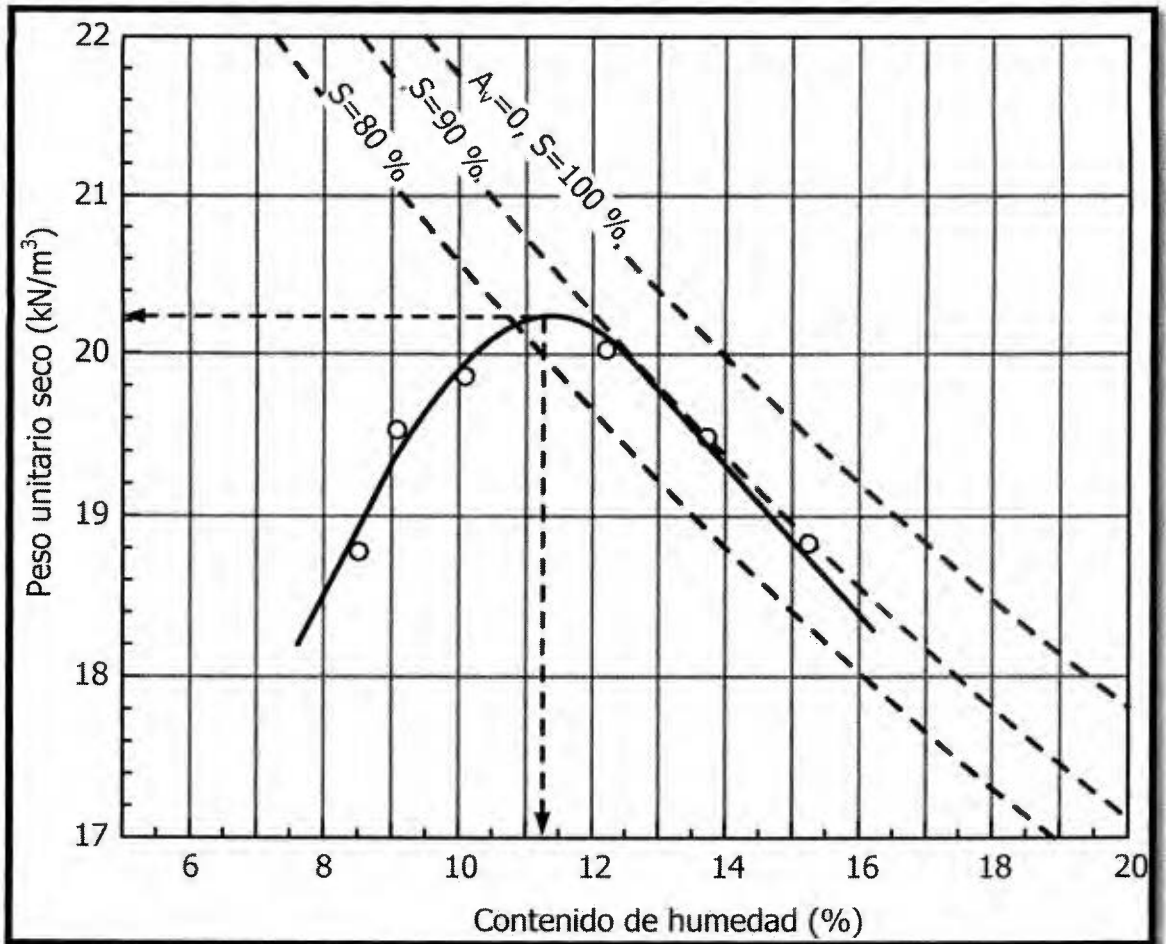


Figura 3.5. Curva de Compactación.

Fuente: Salas, 2013.

3.5.1. Factores que afectan la compactación.

Son varios los factores que afectan la compactación, pues es un proceso iterativo tanto en el campo como en el laboratorio, como anteriormente se había mencionado el agua es un factor de gran influencia en la curva de compactación, sin embargo no es el único; factores como naturaleza del suelo, energía de compactación, equipo de compactación influyen en la densificación del suelos. La influencia de todos estos factores se explica a continuación:

Naturaleza del suelo

Los materiales granulares responden a la compactación por fricción y los materiales de grano fino obedecen a la compactación por cohesión (suelos cohesivos).

Suelos granulares requieren una mayor energía de compactación en comparación con los suelos cohesivos y poca humedad para lograr su punto óptimo en la curva de compactación, en general la humedad tiene a producir poca variación en el peso específico seco de un material granular limpio, pues la densificación origina que se rompan los contactos entre las partículas generando una nueva estructura.

Las propiedades ingenieriles de los suelos de grano fino dependen de contenido de humedad (Salas, 2013), por lo que los resultados obtenidos se ven altamente influenciados por las cantidades de agua empleada en el proceso de compactación. El agua libre funciona como un lubricante entre las partículas de suelo, lo que genera que las partículas se deslicen y se acomoden entre sí, por lo que se logra una reducción del volumen de vacíos y de aire, produciendo un aumento en la densidad.

En la figura 3.6, se detallan la forma típica de las curvas de compactación para distintos tipos de suelos, se evidencia que los suelos de grano fino alcanzan el punto óptimo a menor humedad que los suelos de grano grueso, además que los de grano fino alcanzan densidades mayores, debido a que al tener partículas más finas logran un acomodo de tal manera que es más fácil que se reduzcan los vacíos en un suelo de grano fino, que uno de grano grueso.

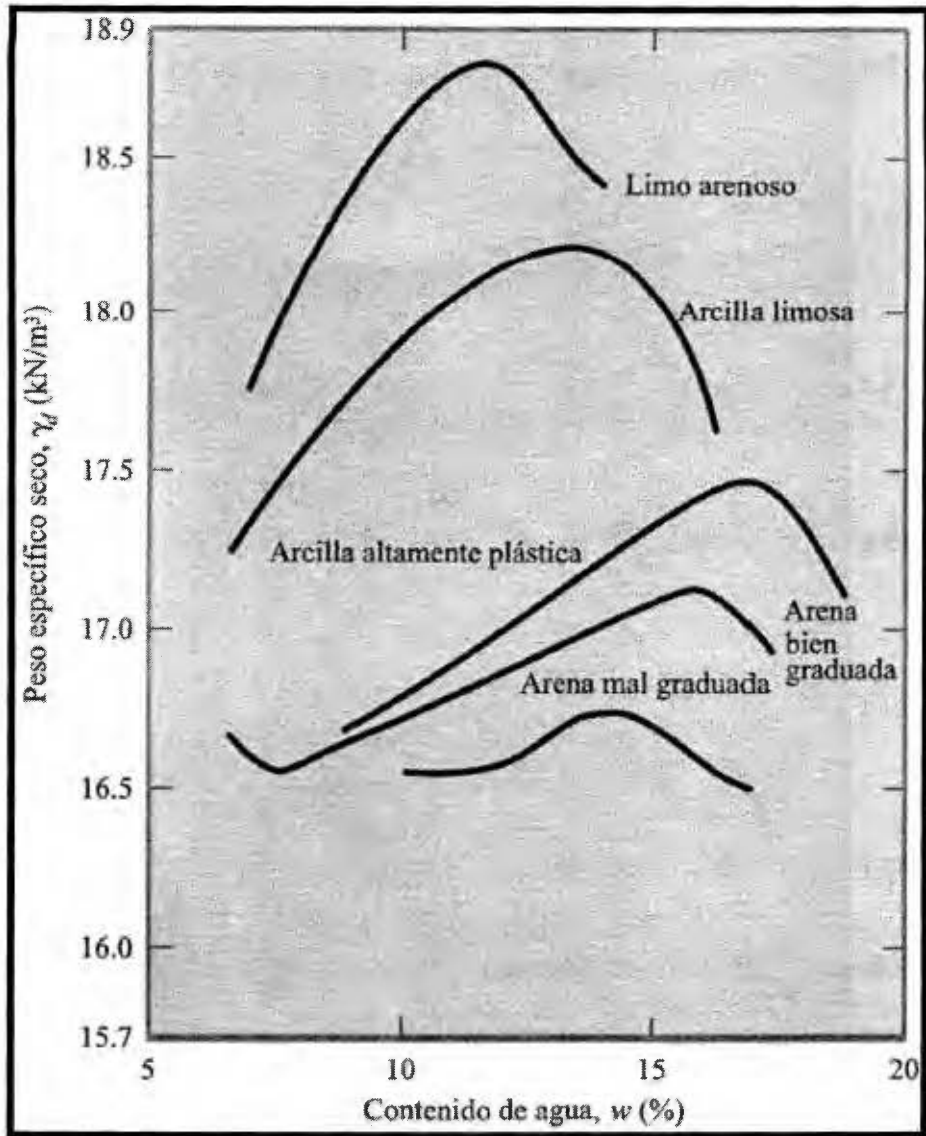


Figura 3.6. Curva de compactación para diversos tipos de suelos.

Fuente: Das, 2001.

Equipo de compactación

El material a compactar y las propiedades que se desean obtener juegan un papel relevante en la escogencia del equipo que se desea compactar, aunque también se considera los factores económicos y del tamaño de la obra, pues en función de la magnitud de la obra se escoge el tamaño del equipo.

Energía de compactación.

El punto óptimo de compactación es función de la energía de compactación aplicada, pues a mayor energía de compactación se reduce la humedad óptima y se aumenta la densidad óptima, como se observa en la figura 3.7. Existen dos tipos de ensayos para obtener la curva de compactación propuestos por Próctor, en los cuales se varia la energía de compactación el primero es llamado **Próctor estándar** (ASTM D698) con una energía de 592.5 kJ/m^3 y el segundo es llamado **Próctor modificado** (ASTM D1557) con una energía de compactación de 2693.3 kJ/m^3 .

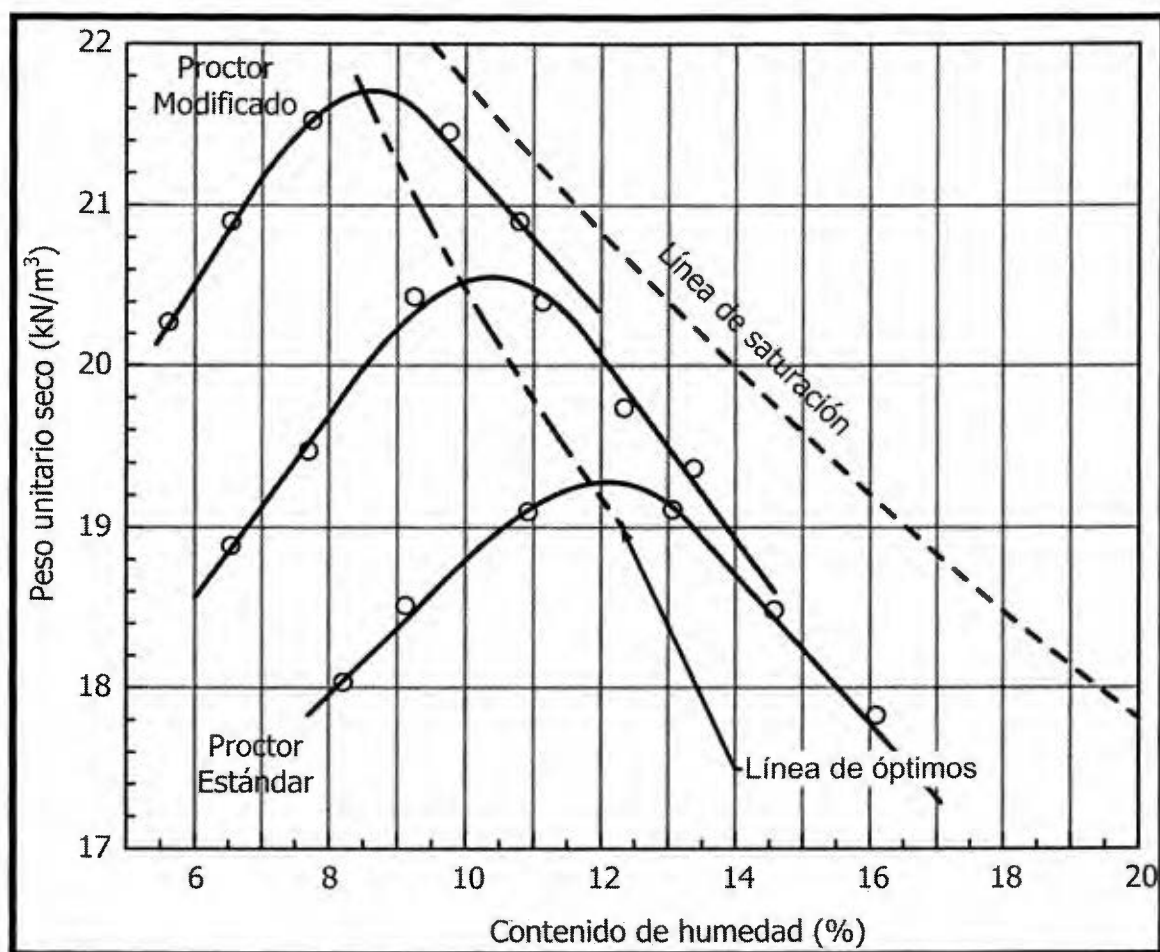


Figura 3.7. Efecto de la energía en la curva de compactación.

Fuente: Salas, 2013.

Contenido de agua en el material

En suelos saturados, la compactación no es efectiva, pues parte del esfuerzo es tomado por el agua, ya que todos los vacíos están llenos de agua en esta condición.

En general una compactación del lado seco del óptimo produce una estructura defloculada típicamente de mayor rigidez, resistencia, fragilidad y permeabilidad mientras que del lado húmedo del óptimo produce una estructura más dispersa de menor rigidez, resistencia, fragilidad y permeabilidad pero de mayor ductilidad que en el lado seco.

3.6. Consolidación.

Cuando un terreno es sometido a una carga o incremento del esfuerzo como el producido por la construcción de edificios, puentes, tanques o cualquier tipo de estructura se produce una compresión en los estratos del suelo. Esta compresión es generada por 3 factores los cuales son: deformación de las partículas del suelo, reacomodo de las partículas del suelo y expulsión de aire o agua de los vacíos. En general el asentamiento generado por cargas se divide en 3 amplias categorías (Das, 2001):

- Asentamiento inmediato, generado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos sin ningún cambio en el contenido de humedad.
- Asentamiento por consolidación primaria, provocado por un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
- Asentamiento por consolidación secundaria, se genera en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo.

Los suelos arenosos son altamente permeables, pues el drenaje causado por un incremento de presión de poro se lleva a cabo inmediatamente, por este motivo el asentamiento primario y la consolidación se efectúan simultáneamente. En suelos arcillosos que tienen una baja permeabilidad, el asentamiento por consolidación primaria depende del tiempo.

El ensayo de consolidación unidimensional de suelos fue propuesto por Terzaghi en 1925, consiste en determinar los asentamientos volumétricos del suelo, debido a cargas incrementales a través del tiempo, el procedimiento a seguir para realizar dicha prueba esta reglado por la norma ASTM D2435.

El objetivo primordial de este ensayo es obtener el coeficiente de consolidación de un suelo para distintas cargas, existen dos métodos según Das (2001): Casagrande y Fandum, Taylor.

El método de Casagrande se basa en la curva de consolidación en escala semilogarítmica, en la figura 3.8, se detalla la forma típica que debe tener esta curva. Para obtener el Coeficiente de consolidación con el método de Casagrande se obtienen las curvas de deformación contra el tiempo en escala logarítmica, y se obtienen los D_0 , D_{100} y D_{50} y los correspondientes t_{50} para cada incremento de carga, para obtener el Coeficiente de Consolidación.

$$CV = 0.197 * H_{dr}^2 / t_{50} \quad \text{Ecuación 3.10.}$$

Donde H_{dr} es la distancia de drenaje promedio y t_{50} es el tiempo en donde ocurre el 50% de la consolidación primaria.

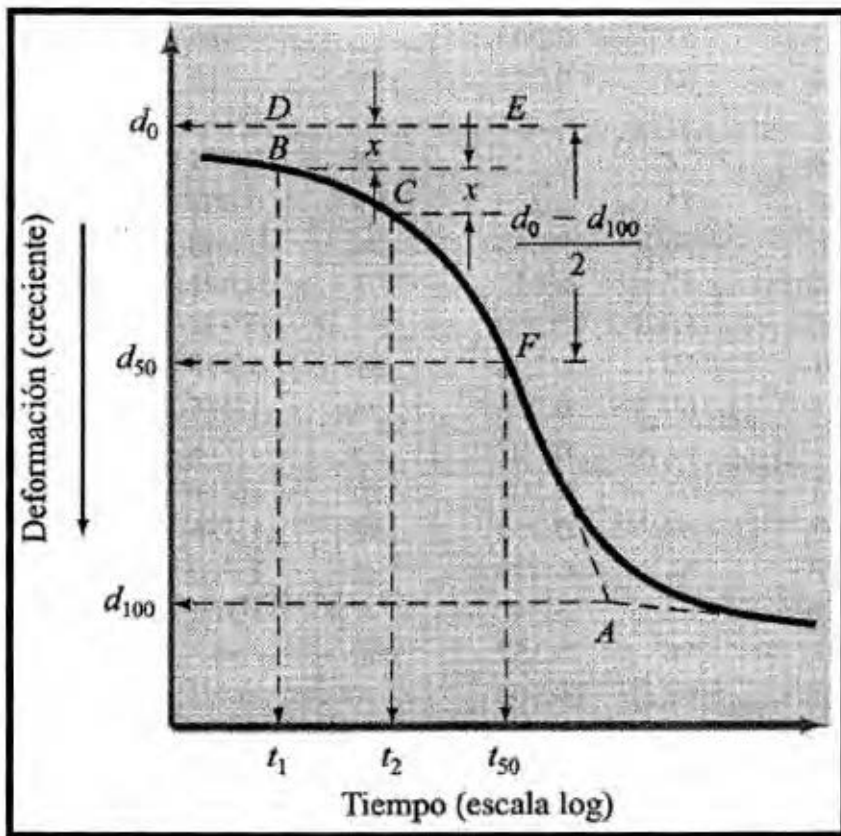


Figura 3.8. Forma típica de una curva de consolidación, método de Casagrande.

Fuente: Das, 2001.

El método de Taylor se basa en la relación cuadrática entre el grado de consolidación y el factor del tiempo, este método grafica la raíz del tiempo en las abscisas y la deformación en las ordenadas. En la figura 3.9, se muestra la curva típica del método de Taylor.

Para obtener el coeficiente de consolidación con el método de Taylor se hace mediante la siguiente fórmula:

$$CV = 0.848 * H_{dr}^2 / t_{90} \quad \text{Ecuación 3.11.}$$

Donde H_{dr} es la distancia de drenaje promedio y t_{90} es el tiempo en donde ocurre el 90% de la consolidación primaria.

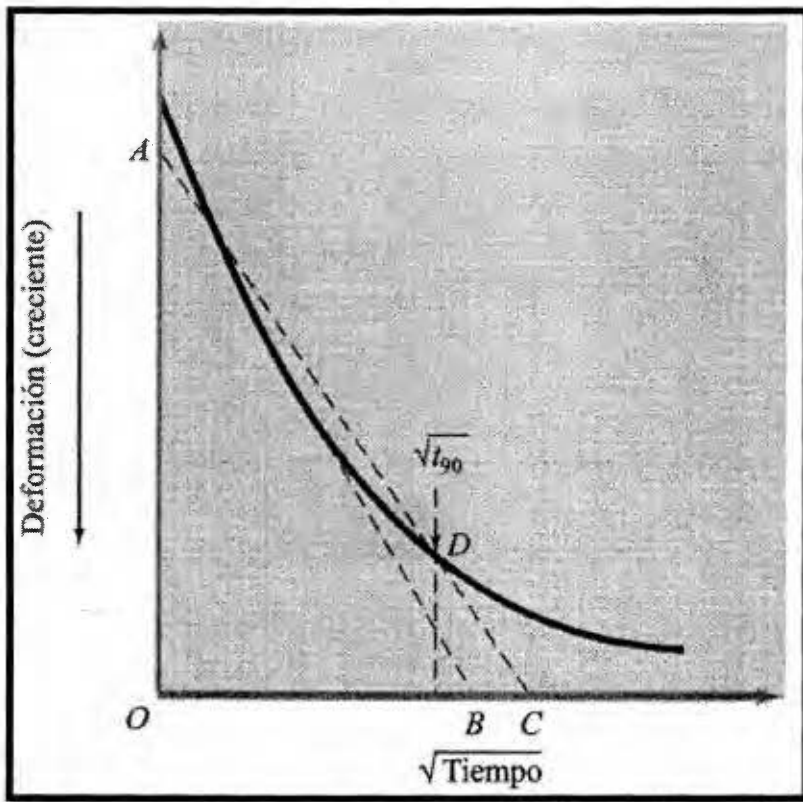


Figura 3.9. Forma típica de la curva de Taylor.

Fuente: Das, 2001.

En la figura 3.10 se tiene la forma típica de la curva de compresibilidad que se obtiene al realizar este ensayo, dicha curva se genera al graficar el logaritmo del esfuerzo vertical aplicado al suelo en contra de la relación de vacíos del espécimen.

Como se observa en la figura 3.10, la curva de compresibilidad tiene tres tramos bien definidos, que se representan con los puntos A, B y C, al punto A se le conoce como tramo de recompresión, pues el suelo ya ha experimentado en campo, los esfuerzos que se le imponen en el ensayo, el tramo B se le conoce como tramo de compresión virgen, pues es la primera vez que el suelo experimenta esos esfuerzos, esto se evidencia en que la gráfica tiene una forma recta y no curva y por último el tramo C se le conoce como tramo de descarga, aquí el suelo pretende volver a su relación de vacío inicial, pues se le retiran las cargas que soporta de manera gradual.

Cada decremento de carga se espacia del siguiente por un tiempo en el cual se reduce la velocidad de deformación a prácticamente cero, en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, pero este nunca logra llegar a la relación de vacíos inicial, por lo que siempre se tiene una deformación residual al final del ensayo.

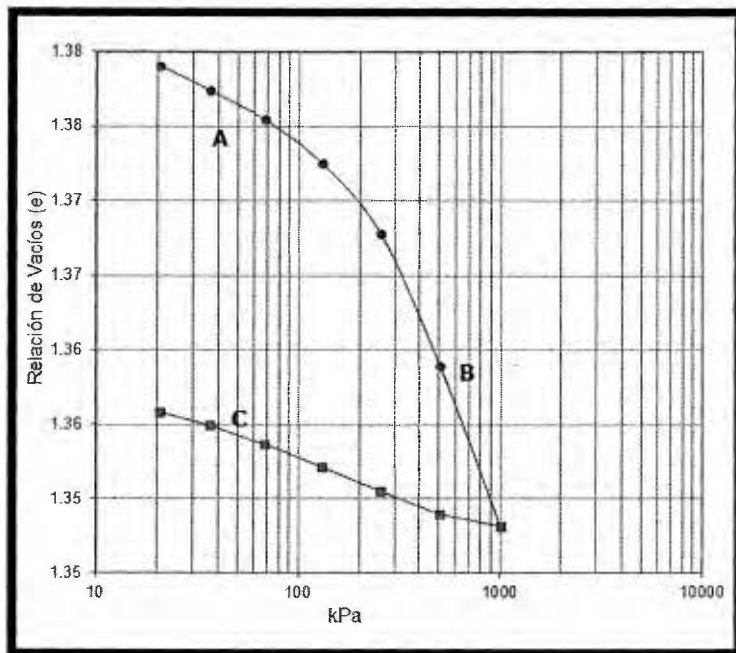


Figura 3.10. Forma típica de una curva de compresibilidad.

Fuente: Bonilla, 2015.

A partir de las gráficas obtenidas en el ensayo de consolidación se pueden obtener una serie de parámetros como el coeficiente de compresibilidad a_v , coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v , el índice de compresión C_c , el coeficiente de permeabilidad K , además del **OCR**.

El coeficiente de compresibilidad relaciona la deformación con el esfuerzo que presenta el suelo, despreciando el tiempo y que geométricamente es igual a la pendiente de la curva relación de vacíos-presiones. Su expresión matemática es la siguiente:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad \text{Ecuación 3.12.}$$

El coeficiente de compresibilidad volumétrica se obtiene a partir de la siguiente expresión matemática.

$$m_v = \frac{a_v}{(1+e_0)} \quad \text{Ecuación 3.13.}$$

El coeficiente de permeabilidad K , se calcula a partir de la siguiente formula:

$$K = \gamma m_v CV \quad \text{Ecuación 3.14.}$$

Donde:

γ : peso específico del agua.

m_v : coeficiente de compresibilidad volumétrica.

El coeficiente de compresión se calcula mediante la siguiente relación:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \quad \text{Ecuación 3.15.}$$

Donde:

Δe : cambio en la relación de vacíos.

$\Delta \log \sigma$: cambio en el logaritmo del tiempo.

La razón de preconsolidación OCR, llamado así por sus siglas en inglés (*Overconsolidated ratio*), se expresa matemáticamente por la siguiente expresión:

$$OCR = \frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{vo}} \quad \text{Ecuación 3.16.}$$

Donde:

σ_{pc} : presión de preconsolidación.

σ_{vo} : presión vertical presente.

Según el valor del OCR, las arcillas se clasifican en normalmente consolidadas NC ($OCR < 1$) y sobreconsolidadas OC ($OCR > 1$), las primeras se caracterizan por presentar grandes asentamientos por cambios volumétricos, ante cualquier incremento de carga. Generalmente son depósitos muy jóvenes que se forman por su propio peso.

En cambio las arcillas preconsolidadas, presentan asentamientos menores ante variaciones pequeñas de cargas, pues han soportado cargas mayores en el pasado, lo que generó una densificación del material ocasionando una reducción de los vacíos generando una pérdida de potencial para presentar asentamientos por cambios volumétricos en el futuro.

3.6.1. Método Pacheco Silva para obtener el esfuerzo de preconsolidación.

El ingeniero brasileño Pacheco-Silva propuso en 1970 un método para determinar el esfuerzo de preconsolidación de un suelo, según Salas (2013), dicho método es muy acertado pero de poca difusión ingenieril; es aplicable a cualquier tipo de suelo. La ventaja que presenta este método es que no depende del operador, disminuyendo la subjetividad del cálculo, por ende reduciendo los errores por apreciación.

Este método utiliza la curva de empírica relación de vacíos versus esfuerzo efectivo para determinar gráficamente el esfuerzo de consolidación como se muestra en la figura 3.11. Los pasos a seguir para obtener el esfuerzo de preconsolidación son los siguientes:

- Se traza la línea C-D, que parte de la relación de vacíos inicial e_0 .
- Se prolonga la línea recta del tramo virgen de la curva de compresión, en la figura 3.11 se muestra como línea A-B.
- A partir del punto de intersección de la línea A-B con C-D, se traza una línea vertical hasta interceptar el gráfico de relación de vacíos versus esfuerzo efectivo.
- Desde el punto E se traza una línea horizontal hasta interceptar la línea C-D, para obtener el punto F.

- El esfuerzo de preconsolidación se obtiene trazando una línea vertical desde el punto F, hasta el eje de las abscisas en el gráfico de relación de vacíos versus esfuerzo efectivo.

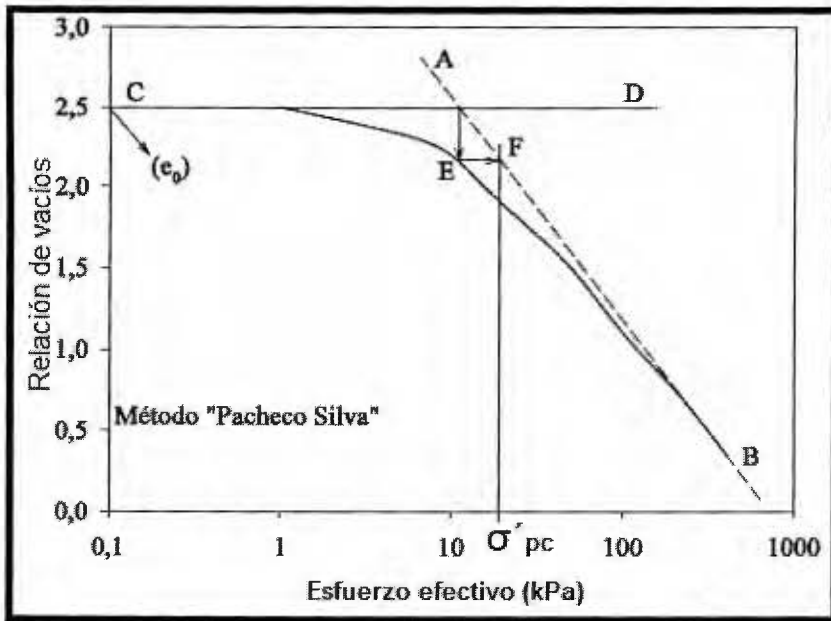


Figura 3.11. Determinación del esfuerzo de preconsolidación según el método Pacheco-Silva.

Fuente: Payahuala y Dörner, 2009.

El método Pacheco-Silva fue utilizado por Miranda (2012), en su trabajo final de graduación, dicho autor concluyó que este método arroja resultados muy similares al método clásico de Casagrande para obtener el esfuerzo de preconsolidación. El método brasileño Pacheco-Silva es menos subjetivo que Casagrande, por ende minimiza el error debido al operador. La dificultad de obtener el OCR proviene del obtener el esfuerzo de preconsolidación, por este motivo entre menos error asociado a su obtención mayor va a ser la exactitud del OCR.

3.6.2. Método Casagrande para obtener el esfuerzo de preconsolidación.

Casagrande en 1936 propuso método gráfico para obtener el esfuerzo de preconsolidación a partir de la curva de compresión del ensayo edométrico. Salas (2013) asegura que este procedimiento es muy subjetivo pues depende de la habilidad y la experiencia del analista de datos para determinar el punto de partida del método, es por este motivo que se han desarrollados métodos alternativos a este como el mencionado anteriormente.

El procedimiento a seguir es el siguiente, en la curva de compresión mostrada en la figura 3.12:

- Se ubica el punto de mayor curvatura, corresponde al punto C, de la figura 3.14.
- Se construye una tangente D-E que pase por el punto C.
- Se prolonga la recta de consolidación primaria correspondiente a la línea A-B.
- Se traza una línea paralela al eje de las abscisas, partiendo desde el punto C, de la figura 3.12 se muestra como línea C-F.
- Se construye la bisectriz C-G del ángulo FCE.
- Desde la intersección de las rectas A-B y C-G (punto H), se traza una perpendicular al eje de las abscisas para obtener el esfuerzo de preconsolidación.

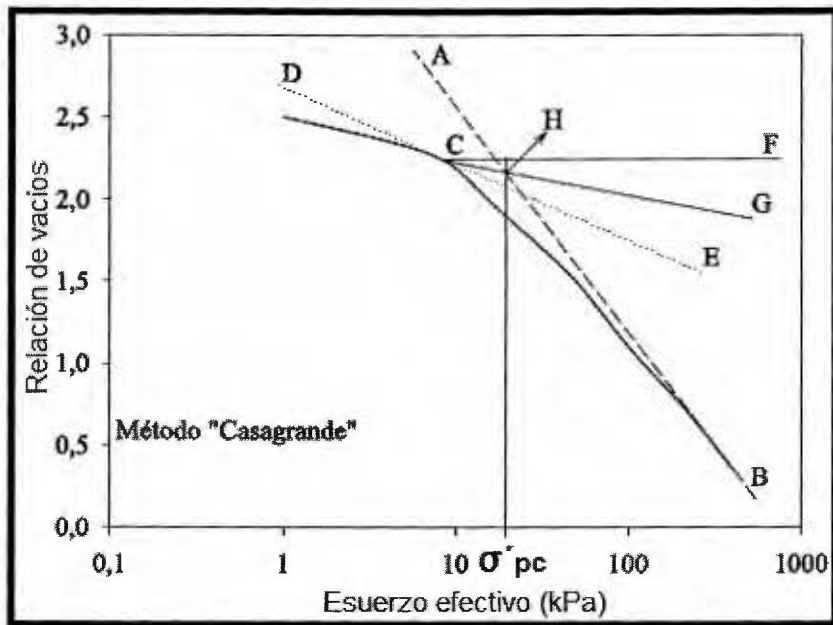


Figura 3.12. Determinación del esfuerzo de preconsolidación por el método de Casagrande.

Fuente: Payahuala y Dörner, 2009.

3.7. Resistencia al Corte.

La resistencia al corte de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa del suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él (Das, 2001).

Según el criterio de Mohr Coulomb, la resistencia a cortante se puede obtener de la siguiente ecuación:

$$\tau_f = c + \sigma * \tan\varphi \quad \text{Ecuación 3.17.}$$

Dónde: c cohesión del suelo, σ esfuerzo normal al plano de falla y φ ángulo de rozamiento interno del material, hay varios ensayos para determinar estos parámetros, los más utilizados en el laboratorio son:

- Corte directo
- Triaxial UU
- Triaxial CU
- Triaxial CD

El ángulo de fricción interna representa la inclinación máxima natural que puede alcanzar un material al tratar de ser almacenado por simple caída de gravedad. El valor del ángulo de fricción interna depende de las propiedades de fricción de las partículas individuales y de los contactos entre estas. Dentro de los factores que afectan el ángulo de fricción interna se encuentran:

- ✓ **Mineralogía:** las arcillas presentan un valor bajo de φ pues presentan montmorillonitas, mientras que las arenas que presentan cuarzo tienen un valor más alto.
- ✓ **Forma:** entre más irregular sea la partícula mayor ángulo de fricción interna respecto a las partículas redondeadas.
- ✓ **Graduación:** los suelos arenosos bien graduados usualmente tienen mayor contacto entre partículas, por lo que poseen mayor ángulo de fricción que los suelos arenosos mal graduados.
- ✓ **Índice de vacíos:** al reducir los vacíos hay mayor contacto entre partículas generando un aumento en la fricción interna.
- ✓ **Materia Orgánica:** un alto contenido de material orgánico reduce la fricción interna.

La cohesión c es una medida de la adherencia entre las partículas del suelo, es utilizada para representar la resistencia al corte producido por adherencia. En suelos notablemente granulares donde en los cuales no exista un material que pueda producir adherencia entre las

partículas, la cohesión se supone igual a cero y se les llama suelos no cohesivos, por el contrario suelos con cohesión distinta de cero se les denomina cohesivos, principalmente son limos y arcillas. Existen dos tipos de cohesión: real y aparente.

La cohesión real es el esfuerzo de cortante que poseen las partículas sólidas, que dependen de:

- **Cementación:** fuerza química generada por la presencia de agentes cementantes.
- **Atracción electrostática o electromagnética:** fuerzas muy pequeñas y no producen un aporte real a la cohesión.
- **Adhesión:** especie de soldadura en frío entre partículas cuando se produce la sobreconsolidación.

La cohesión aparente en realidad es fricción disfrazada, es generada por los siguientes factores:

- ✓ **Presión de poro negativa(succión):** presente en suelos no saturados(sobre el nivel freático)
- ✓ **Exceso de presión negativa causada por dilatación:** algunos suelos cuando fallan a cortante tienden a dilatarse o expandirse. En suelos saturados, esta dilatación drena el agua a los vacíos. Sin embargo algunas veces la razón de cizallamiento es más rápida que la razón de disipación de presión, esto ocasiona que se genere una alta presión de poro negativa en el suelo.
- ✓ **Fuerzas mecánicas aparentes:** generadas por la traba aparente de los contactos de las partículas.

3.7.1. Corte directo.

El objetivo principal de un ensayo de corte directo es determinar la resistencia al corte de una muestra de suelo, sometida a esfuerzos y deformaciones que simulen las que presenta o presentará un terreno a causa de la aplicación de cargas.

En la prueba se emplea una máquina de corte directo, en la F 5 del apéndice F, se muestra la máquina utilizada; la muestra que se utiliza puede ser circular o cuadrada, inalterada o remoldeada; el espécimen se coloca dentro de la caja de corte y se somete a un esfuerzo

vertical constante y un esfuerzo cortante creciente hasta la falla, el procedimiento para ejecutar esta prueba está estandarizado por la norma ASTM D3080

En la Figura 3.13 se muestra el arreglo típico de una caja de corte, esta consta de dos mitades, una superior que es movible la cual induce la fuerza cortante al suelo, la segunda mitad está fija a la máquina, el procedimiento para el montaje de la prueba es ensamblar la caja de corte, luego colocar la piedra porosa inferior, colocar la muestra, seguidamente la piedra porosa final y por último la placa de carga.

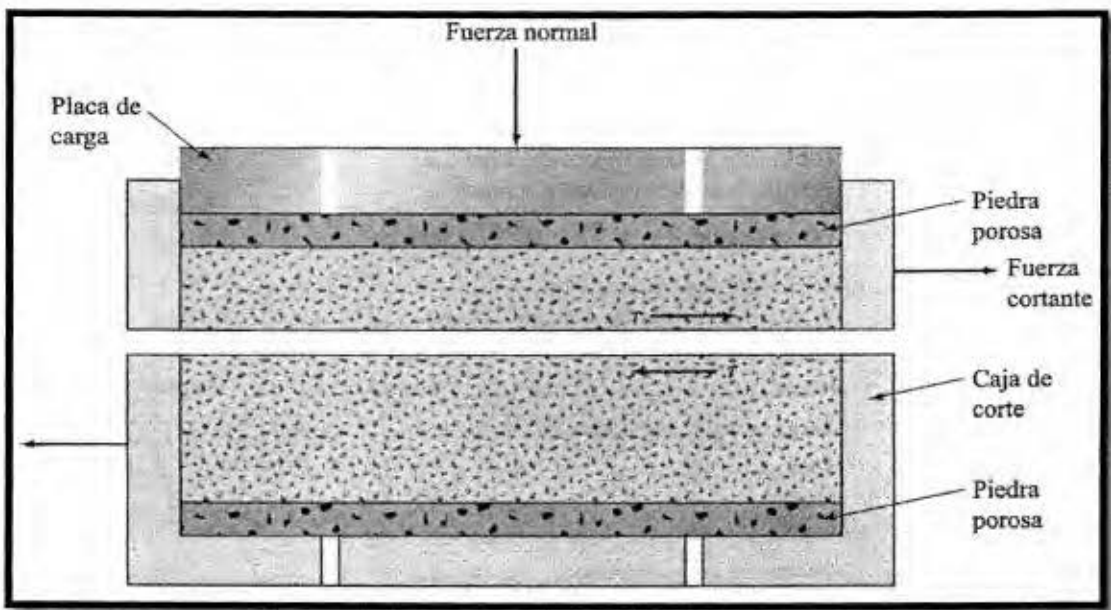


Figura 3.13. Ensamble típico de una prueba de corte directo.

Fuente: Das, 2001.

3.7.2. Compresión inconfiada.

Este ensayo se deriva de las pruebas a compresión de otros materiales utilizados en la construcción, como el concreto y el acero. La norma que establece los pasos a seguir es la ASTM D2166, dicho procedimiento es aplicar una carga axial rápidamente al espécimen hasta provocar su falla.

El objetivo principal de este ensayo es obtener la resistencia al corte de suelos de grano fino, es aplicable a suelos cohesivos solamente, pues solo la cohesión se puede determinar con esta prueba, condición $\sigma = 0$; se le puede aplicar a arcillas saturadas y suelos cementados o

a cualquier otro material que tenga resistencia intrínseca sin una presión de confinamiento, por ende este procedimiento no es aplicable a suelos secos y sin cohesión así como gravas y arenas.

La resistencia determinada es la resistencia de corte no drenada del suelo, la cual es independiente de la presión de confinamiento, pues no se aplica ningún esfuerzo de confinamiento a la muestra durante la prueba, en este caso en particular la resistencia al corte se obtiene de la siguiente manera:

$$T_f = \frac{q_u}{2} = C_u \quad \text{Ecuación 3.18.}$$

Donde q_u es la resistencia a la compresión simple y C_u es la resistencia al corte del suelo.

Das, (2001), señala que para arcillas saturadas, la prueba de compresión inconfiada y la triaxial UU deberían dar resultados iguales, pues tienen los mismos fundamentos teóricos, pero esto casi nunca se obtiene, pues con el ensayo de compresión inconfiada se obtienen valores ligeramente menores a los obtenidos con triaxial UU.

3.7.3. Pruebas triaxiales.

Las pruebas triaxiales son las más complejas que se le pueden hacer a un suelo en un laboratorio de Geotecnia, pues el esfuerzo cortante que se obtiene de estos ensayos son los más representativos del estado de esfuerzo que sufre el suelo en campo al ser cargado.

El objetivo principal de un ensayo triaxial es conocer las características de esfuerzo-deformación y resistencia del suelo, bajo condiciones drenados u no drenadas. Con este ensayo se pueden reproducir en el laboratorio los esfuerzos efectivos iniciales y los cambios de esfuerzo a los que es sometido el suelo en el campo de una manera más realista que los ensayos de corte directo y compresión inconfiada.

Según Das (2001), las pruebas triaxiales se considera las más confiables por las siguientes razones:

- ✓ Brinda información del comportamiento esfuerzo-deformación unitaria de un suelo.
- ✓ Brinda condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo.
- ✓ Proporciona más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.

En la figura 3.14 se muestra un diagrama de una máquina triaxial, el espécimen *generalmente* es de 36 mm de diámetro y 76 mm de altura, aunque los hay de otras dimensiones; este se coloca en la maquina cubierto por una membrana delgada de hule pues, esta evita que la muestra tenga contacto con el agua de la presión de confinamiento, usualmente llamada presión de cámara, ya que el agua que le somete la presión de confinamiento está contenido en la cámara triaxial.

La falla cortante es inducida por el esfuerzo axial que se le aplica a la muestra por medio del embolo de carga, como se muestra en la figura 3.14, esta carga axial se le aplica a la muestra manteniendo constante la presión de cámara, este procedimiento de falla puede variar dependiendo si el ensayo es drenado o no drenado, ya que un ensayo drenado cuando al espécimen se le permite el drenaje de la presión de poros y no drenado cuando al espécimen no se le permite la disipación de la presión de poros, por ende en el caso no drenado la presión de poros causa una falla más rápida en el espécimen, pues no logra disiparse conforme se le somete carga al suelo.

Las pruebas CU y CD constan de dos etapas de aplicación de aplicación de carga, la primera fase es de consolidación, en la cual los esfuerzos son incrementados gradualmente hasta recrear el estados de esfuerzos inicial de los especímenes en el campo, la segunda etapa es la fase de rotura, esta puede ser drenada (caso CD) o no drenada (caso CU). La prueba UU solo tiene una etapa de aplicación de carga y es la fase de rotura, por este motivo se le conoce como triaxial rápida pues no hay fase de consolidación y la falla es acelerada por ser un ensayo no drenado.

En la figura I19, del apéndice I, se muestra una foto de la máquina triaxial automática que posee el LanammeUCR, la cual es única en Costa Rica, dicha máquina se utilizó en los ensayos de triaxial UU y CU realizados en esta investigación.

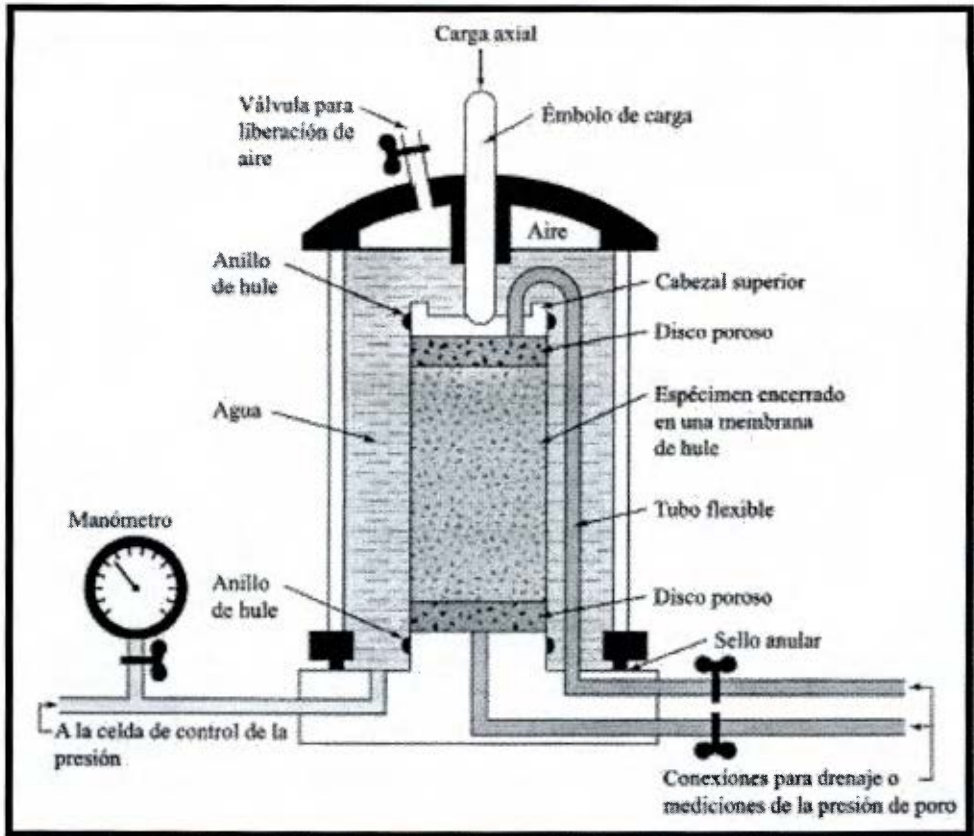


Figura 3.14. Diagrama de una máquina triaxial.

Fuente: Das, 2001.

Existen tres tipos de ensayo triaxial, los cuales son:

a) Consolidado Drenado (CD)

Este ensayo se le llama comúnmente ensayo Triaxial CD, (Consolidated Drained) por sus siglas en inglés, este es el ensayo más lento de los tres triaxiales, pues se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se puedan generar presiones de poros, esta prueba es recomendada en el análisis de taludes y laderas.

La velocidad de ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso no superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento; el procedimiento a seguir en la realización de esta prueba está normado por la ASTM D7181.

b) Consolidado No Drenado (CU)

Llamado típicamente ensayo CU, por sus siglas en inglés (Consolidated Undrained), el procedimiento a seguir en este ensayo lo dicta la norma ASTM D4767, se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador, es una prueba de duración intermedia pues su falla es más rápida que la triaxial CD, pues la pastilla falla más rápido al evitar el drenaje de la presión de poro. Los ensayos no drenados deben realizarse a una velocidad de falla que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una ecualización completa de la presión de poros a través de la muestra.

Se le utiliza para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de una carga sobre un talud.

c) No Consolidado No Drenado (UU)

Se le conoce como ensayo UU, por sus siglas en inglés (Unconsolidated Undrained), este es el ensayo de, más corta duración, pues no hay fase de consolidación y no se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador. Este ensayo se le utiliza para modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad. El procedimiento a seguir en la realización de esta prueba está normado por la ASTM D2850.

3.7.4. Técnica triaxial multietapa.

El objetivo primordial de un ensayo multietapa es el ahorro de tiempo y material. Head (1998), señala que con una sola muestra, se logran obtener parámetros de resistencia al corte prácticamente iguales a los obtenidos con el procedimiento normal, a partir de un conjunto de tres muestras.

La técnica multietapa en ensayos triaxiales es aplicable a los tres tipos de ensayos existentes, es técnica no está estandarizada, sino más bien es un método que es conveniente utilizar en ciertos tipos de suelos cuando no es posible obtener la cantidad necesaria de muestra para realizar el ensayo con tres especímenes.

Se recomienda su uso en suelos de baja sensibilidad y de una estructura estable, además que requieran deformaciones pequeñas y cambios de volumen mínimos para alcanzar la falla.

El procedimiento en general es realizar tres etapas de carga en una sola muestra en vez de utilizar tres muestras, en las dos primeras etapas se debe parar la aplicación de carga antes de que el espécimen alcance la falla, en la última etapa se debe llevar más allá del pico del esfuerzo desviador. En este procedimiento el factor más relevante es el criterio de falla que se utiliza en las etapas intermedias, pues su escogencia dependerá del tipo de suelo y su comportamiento y las practicas utilizadas en el campo especialmente las relacionadas con las limitaciones de deformación.

Al no haber una norma que especifique el procedimiento correcto a seguir, esta técnica requiere de la experiencia y el criterio del profesional que lo está ejecutando, en el caso del LanammeUCR, existe una investigación realizada por Moreira (2013), en la cual se detalla el procedimiento para realizar los ensayos triaxiales, utilizando el equipo de esta institución, dicho procedimiento se basa en las normas ASTM y el procedimiento propuesto por Head (1998) pero como se mencionó anteriormente no hay un criterio de falla absoluto para las etapas intermedias es por ello que el criterio profesional y la experiencia es tan importante para poder ejecutar la técnica multietapa en ensayos triaxiales.

Moreira (2013) cita varios criterios de falla que se pueden utilizar, dentro de los que se encuentran:

1. Falla visible en el espécimen, desarrollo de una superficie de falla en la muestra.
2. Disminución de la tasa de crecimiento o tendencia asintótica de la curva de esfuerzo desviador
3. Alcanzar una deformación pre-establecida, tal como 10%, 15% y 20% durante tres etapas sucesivas; en muestras blandas y plásticas. En suelos de alta plasticidad las deformaciones de 16%,18% y 20% son más apropiadas.
4. El grafico de esfuerzos principales en contra la deformación se puede utilizar como indicador en un ensayo CU, pues cuando se alcanza el esfuerzo desviador máximo se para el ensayo y se empieza la siguiente etapa. En suelos sobreconsolidados se debe parar el ensayo antes de que se llegue al esfuerzo desviador máximo pues puede ocurrir una falla abrupta en esta condición.
5. En un ensayo CU, en suelos normalmente consolidados, se puede utilizar el cambio en la presión de poros como indicador. La presión de poros máxima en un suelo dilatado

se experimenta a una deformación cercana a la que se alcanza el esfuerzo desviador máximo.

- Para el caso de un ensayo CD, en suelos normalmente consolidados, se puede colocar como indicador el cambio de volumen. Cuando la curva cambio de volumen contra deformación unitaria tiende a un valor máximo (asíntota horizontal), se puede detener la etapa en curso y empezar la siguiente.

En la figura 3.15 se detallan los gráficos que se pueden obtener a partir de un ensayo CU multietapa, se observa el gráfico de esfuerzo desviador versus deformación que al alcanzar el esfuerzo desviador máximo es cuando se debe para etapa del ensayo y pasar a la siguiente, solo en la última es que se debe dejar que la muestra alcance la falla.

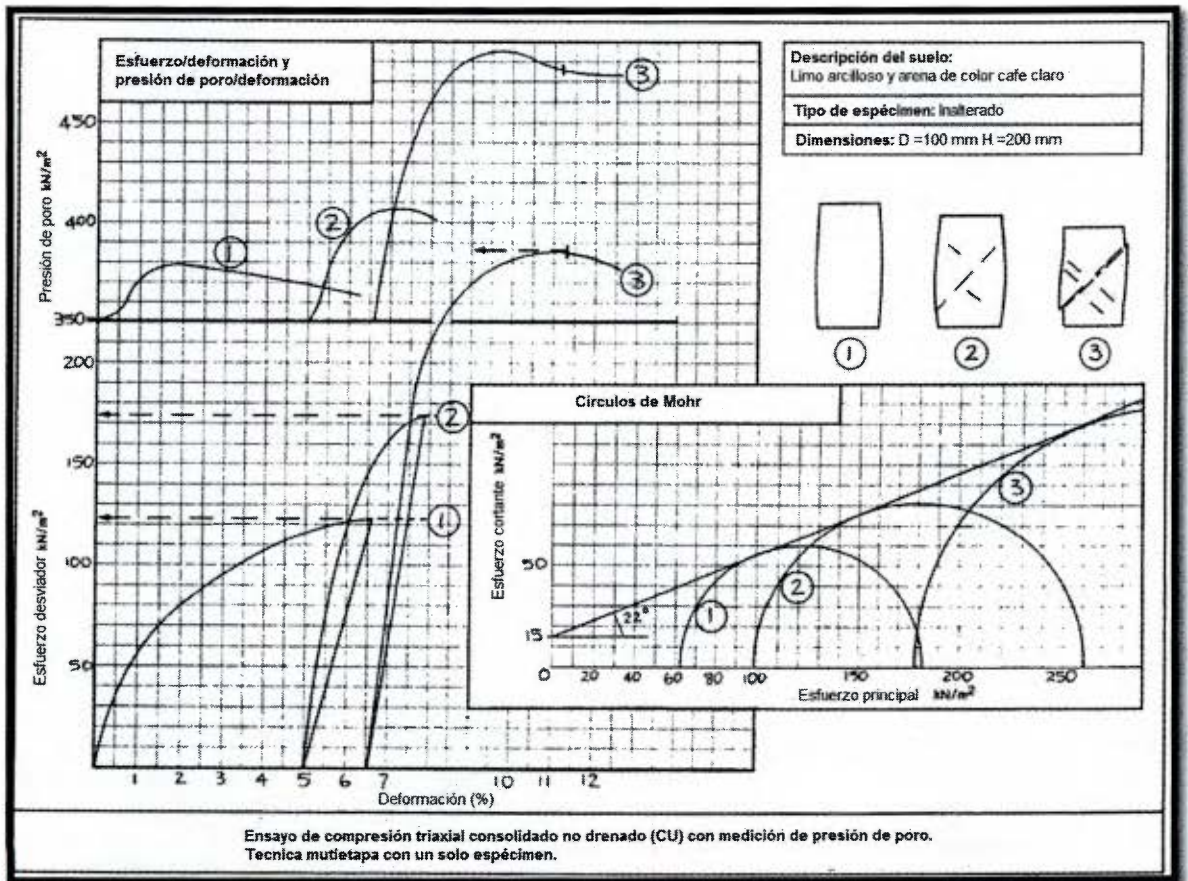


Figura 3.15. Gráficos generados del ensayo triaxial CU multietapa.

Fuente: Head, 1998.

Moreira (2013), señala que los resultados obtenidos a partir de un ensayo triaxial CU multietapa son equiparables a los obtenidos de la manera convencional (tres especímenes).

3.7.5. Criterios de falla en especímenes cilíndricos.

La falla de un espécimen se alcanza cuando este no puede soportar más incrementos de esfuerzos, lo que igual a punto en el cual la muestra de suelo muestra su máxima resistencia a la deformación en términos de esfuerzo axial.

Los especímenes cilíndricos son los que comúnmente se utilizan para elaborar los ensayos triaxiales y el ensayo de compresión inconfiada, es por ello que se han desarrollado criterios para establecer el tipo de falla que experimentan. Los cuales son:

- Falla plástica, el espécimen adquiere la forma de un barril, como se observa en la figura 3.16 (a).
- Falla frágil, el espécimen presenta planos de falla definidos, como se observa en la figura 3.16 (b).
- Falla intermedia, esta falla es una combinación de falla frágil con falla plástica como se observa en la figura 3.16 (c).

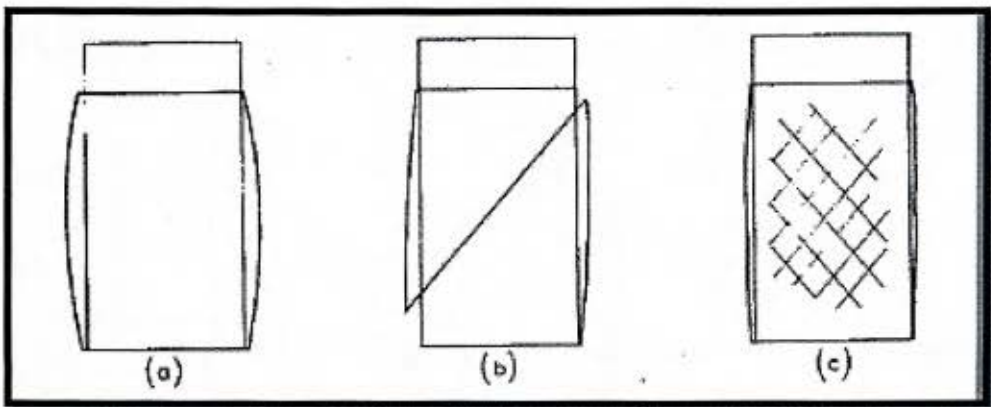


Figura 3.16. Modelos de falla en ensayos de compresión.

Fuente: Head, 1992.

3.7.6. Resistencia pico y residual.

La resistencia pico de un suelo es donde ocurre la falla, pues más allá de este punto el suelo no va a poder soportar una mayor carga, es la que comúnmente se utiliza en el diseño de estructuras ya que es la resistencia máxima que puede tener un suelo. Después de que un

suelo falla este puede experimentar cierta resistencia, generada por el reacomodo de partículas que se genera al producirse la densificación del suelo debido a la carga que se está aplicando, a esta resistencia se le conoce como residual.

En la figura 3.17 se detalla la ubicación de la resistencia pico y residual de un suelo en la curva de esfuerzo deformación, en dicha figura se evidencia que la resistencia residual ocurre después de alcanzada la falla ocurrida en el punto pico de resistencia, por lo que la resistencia residual solo debe ser obtenida en ensayos que modelen el comportamiento a largo o mediano plazo de un suelo.

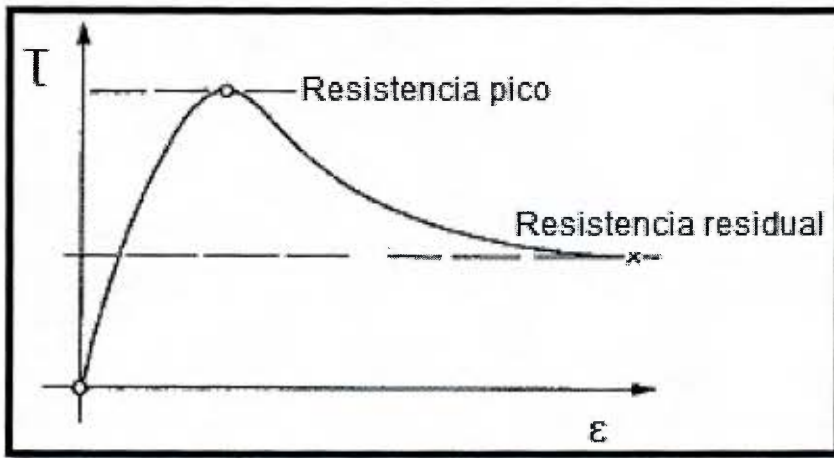


Figura 3.17. Ubicación de la resistencia pico y residual en la curva de esfuerzo-deformación.

Fuente: Head, 1992.

Head, (1992) señala que la resistencia residual de un suelo debe ser calculada a partir de esfuerzos efectivos pues al darse la reducción de vacíos ocasionada por la aplicación de carga se genera una disipación de presión de poro, drenando así la masa de suelo, pues según este autor la resistencia drenada de un suelo es mucho menor que la resistencia en términos de esfuerzos totales.

Los parámetros de resistencia pico (falla última) y resistencia residual son muy utilizados en análisis de estabilidad de taludes, pues cuando el terreno falla por primera vez se dice que la resistencia en ese momento es su valor pico, pero se produce un reacomodo de partículas que le genera una resistencia residual es la que permite que un talud fallado se sostenga,

pero con la aplicación de una sobrecarga este simplemente se desliza, pues la resistencia residual es menor que la pico.

3.7.7. Trayectoria de esfuerzos en un ensayo triaxial.

Según Craig (2004) representar un estado de esfuerzo de un espécimen de suelo mediante una trayectoria de esfuerzos es un método menos confuso que por un círculo de Mohr. Dicha trayectoria consiste en una curva o línea que conecta los puntos de un estado esfuerzo que se desea analizar.

La forma típica de un gráfico de trayectoria de esfuerzos dependerá si son esfuerzos totales o efectivos, en la figura 3.18 se muestra un ejemplo de la forma típica de un gráfico de trayectoria de esfuerzos para un ensayo triaxial CU. En dicha figura se muestra la trayectoria de esfuerzos para un punto normalmente consolidado y uno sobre consolidado pues difieren en su forma.

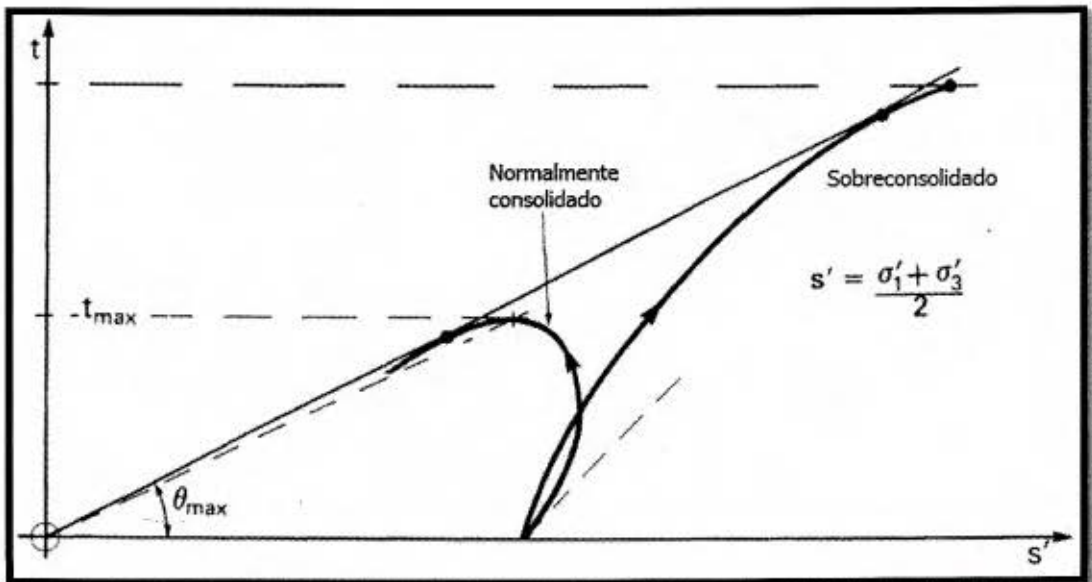


Figura 3.18. Forma típica de la trayectoria de esfuerzos efectivos en un ensayo triaxial CU.

Fuente: Head, 1998.

En un ensayo CU se puede deducir si la muestra es normalmente consolidada o sobreconsolidada por la forma de su trayectoria de esfuerzos efectivos. Según Salas (2013) se da un cambio de pendiente en la envolvente si se sobrepasa la presión de

sobreconsolidación, por lo que el gráfico de trayectoria de esfuerzos es una herramienta que ayuda a interpretar mejor el comportamiento de la muestra durante el ensayo triaxial.

La trayectoria de esfuerzos totales es una línea recta hacia la falla en los tres ensayos triaxiales existentes. En un ensayo triaxial CU la trayectoria efectiva tiene la forma que se detalla en la figura 3.18 y en CD la trayectoria de esfuerzos efectivos es una línea recta y debe coincidir con la trayectoria de esfuerzos totales.

Diversos autores cuestionan la aplicabilidad de la teoría tradicional de la Mecánica de suelos a los suelos tropicales ya que, dichas teorías se han desarrollado a partir de investigaciones en suelos no tropicales, Wesley (2009) afirma que en un ensayo triaxial CU, las trayectorias de esfuerzo se comportan como se muestra en la figura 3.19

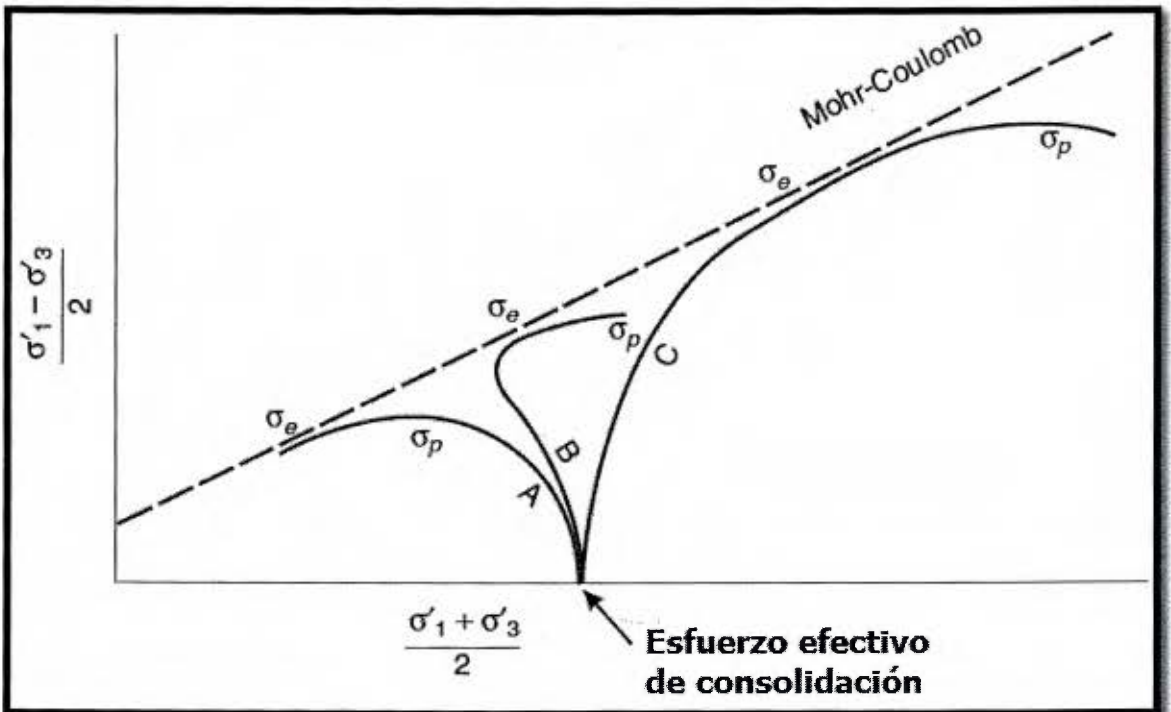


Figura 3.19. Comportamiento de las trayectorias de esfuerzo efectivos de un ensayo triaxial CU, realizado en suelo tropical.

Fuente: Wesley, 2009.

Según Wesley (2009) la teoría de trayectorias de esfuerzos ayuda a entender el comportamiento del suelo especialmente cuando es fallado en condiciones no drenadas, en la figura 3.19 se muestran 3 trayectorias de esfuerzos, A,B y C, las cuales corresponden a un

suelo tropical, A define el comportamiento de un suelo normalmente consolidado, un suelo sobreconsolidado se comporta como C y B presenta la forma de un suelo intermedio entre los dos anteriores, las trayectorias mostradas en dicha figura presentan la forma típica de un ensayo CU triaxial realizado sobre muestras inalteradas.

Wesley (2009), afirma que el comportamiento de las trayectorias de esfuerzo en suelos residuales es distinto cuando se utilizan muestras inalteradas a muestras remoldeadas, por el motivo que una muestras remoldeada presenta un comportamiento más ductil.

3.8. Suelos residuales.

No existe una definición única para suelos residuales, pues las definiciones de suelo residual varían de autor a autor, siendo la constante los procesos que los generan, por ende mientras sean suelos que se han formado debido al proceso de meteorización local y descomposición de la roca madre in situ, se les considera como residuales,

Los suelos residuales son productos de la meteorización química y por tanto sus características dependen del régimen de lluvias, la temperatura, de la roca madre, la topografía la edad, humedad y demás factores ambientales.

Según las condiciones de drenaje y de formación de la roca madre así será el tipo de suelo residual que se forme, existen tres tipos de suelos residuales los cuales son:

- Suelos lateríticos: son suelos tropicales rojizos, altamente meteorizados con altas concentraciones de óxidos de hierro y aluminio, su granulometría varía entre gravas y arcillas.
- Suelos alofaníticos: son derivados de cenizas volcánicas y rocas intrusivas, bajo condiciones similares a los suelos lateríticos pero contienen alofana y halloysita así como sesquióxidos de hierro y aluminio, montmorrillonitas podrían existir en las primeras etapas de meteorización resultando en caolinita y gibbsita en las etapas finales.
- Arcillas negras: son Arcillas expansivas de colores oscuros, se encogen o se hinchan bruscamente debido a cambios en el contenido de humedad, tienen gran cantidad de montmorrillonita.

Como características de los suelos residuales Suarez (1998), señala las siguientes:

1. No pueden considerarse aislados del perfil de meteorización, del cual son solamente una parte componente. Para definir su comportamiento y la posibilidad de ocurrencia

de deslizamientos, pueden ser más importantes las características del perfil que las propiedades del material en sí.

2. Son generalmente muy heterogéneos y difíciles de muestrear y ensayar.
3. Comúnmente, se encuentran en estado húmedo no saturado, lo cual representa una dificultad para evaluar su resistencia al corte.
4. Generalmente, poseen zonas de alta permeabilidad, lo que los hace muy susceptibles a cambios rápidos de humedad y saturación

“Gran parte de las teorías y desarrollos en la Geotecnia tuvieron su origen en trabajos realizados sobre suelos en climas no tropicales, por lo tanto están condicionados al comportamiento de ese tipo de suelos. La aplicabilidad de las teorías y los criterios de diseño geotécnico que existen actualmente, podría no ser completamente válida en el caso de suelos residuales, debido a diferencias importantes que existen en la constitución y estructura de los suelos y de las formaciones residuales, y las de los suelos que sirvieron de modelo para el desarrollo de la mecánica de suelos tradicional” (Suarez, 1998, p.186).

Como la mayoría de las teorías no fueron desarrolladas en suelos tropicales hace que los ensayos de laboratorio tampoco se adecuen a este tipo de suelos, es por ello que es muy difícil de trabajar en el laboratorio con ellos, un ejemplo claro de esto es el concepto de grano o tamaño de partícula de suelo, pues es inaplicable a muchos tipos de suelos residuales, debido a que las partículas de suelo residual con frecuencia consisten en agregados o cristales de mineral meteorizado que se rompen y se vuelven progresivamente finos, si el suelo es manipulado.

3.8.1. Suelos lateríticos.

Los suelos lateríticos son un tipo de suelo residual, ricos en óxidos e hidróxidos de hierro y aluminio (sesquióxidos). Su formación se debe a la variación estacional del nivel freático, la cual genera una sobresaturación de los óxidos que contiene el suelo, formando una capa de suelo bien cementado casi semipermeable, este material al endurecerse por la aireación del suelo se le conoce como suelo laterítico, usualmente con una graduación de partículas que va desde gravas hasta arcillas con una plasticidad de baja a intermedia. Generalmente se forman en zonas de altas pendientes pues se necesita que el nivel freático varíe durante el año (Salas, 2013).

Típicamente los suelos lateríticos se derivan de rocas ígneas ácidas, basalto areniscas y algunas metamórficas, por otro lado las rocas que no favorecen la formación de estos suelos son las lutitas, calizas y pizarras.

Los suelos lateríticos se pueden clasificar de acuerdo a su composición química en lateríticas férricas (predominio de óxidos de hierro y aluminio, como la hematita y la limotita) o bien, como lateritas bauxíticas (existe el predominio de óxidos hidratados de aluminio que conforman la bauxita). Comúnmente, las lateritas tienen una composición intermedia (Fernández, 1962).

Los suelos lateríticos presentan problemas en sus ensayos de clasificación, por ser altamente sensibles a la manipulación, especialmente a los procesos de secado y remoldeo antes y durante la ejecución de ensayos.

El efecto del secado se ha atribuido al aumento de la cementación debido a la oxidación de los sesquióxidos de hierro y aluminio o la deshidratación de alofana y halloysita. El efecto del remoldeo en suelos lateríticos se debe a lo frágil de los lazos de aluminio y hierro que se sitúan entre los minerales de arcilla, que al romperse se generan fracciones más finas.

La gran importancia de los suelos lateríticos es en la construcción de carreteras, pues las gravas lateríticas son utilizadas como material de base y subbase, además de su uso en minería por ser tener altos contenidos en hierro y aluminio, además mundialmente son muy utilizados en presas de tierra por tener una permeabilidad baja, según Townsend (1985) los suelos lateríticos tienen permeabilidades del orden de 10^{-4} cm/s o inclusive mucho más bajas.

Cuadro 3.6. Propiedades ingenieriles de los suelos lateríticos.

Propiedad	Valor
Contenido de agua (%)	10 a 49
Límite líquido (%)	33 a 90
Límite plástico (%)	13 a 31
Porcentaje de arcilla (%)	15 a 45
Peso unitario seco (g/cm^3)	1.6 a 2.0
Angulo de fricción interna ($^\circ$)	28 a 39

Fuente: Suárez, 1998.

3.8.2. Proceso de formación de los suelos lateríticos.

Las suelos lateríticos se forman por el proceso de descomposición de la roca y lavado por corrientes de agua estacionales, no necesariamente se derivan de las rocas si no del resultado de la remoción de sílice y sales solubles, este proceso se le conoce como meteorización.

En ambientes tropicales, dominados por temperaturas altas y cambiantes y por lluvias abundantes, la meteorización de los materiales es muy fuerte, caracterizándose por la descomposición rápida de feldespatos y minerales ferromagnesianos, la concentración de óxidos de hierro y aluminio y la remoción de sílice y de las bases Na_2O , K_2O , CaO y MgO . Los feldespatos se meteorizan inicialmente a caolinita, óxidos de hierro y óxidos de aluminio y los compuestos más resistentes como las partículas de Mica y Cuarzo permanecen.

La meteorización de rocas y cenizas volcánicas conducen a la formación de montmorillonitas, halloysitas, óxidos de hierro y aluminio en las etapas iniciales de la meteorización y finalmente se pueden formar caolinitas, esmectitas y gibsitas. En la figura 3.20 se detalla el proceso de meteorización de minerales de arcilla.

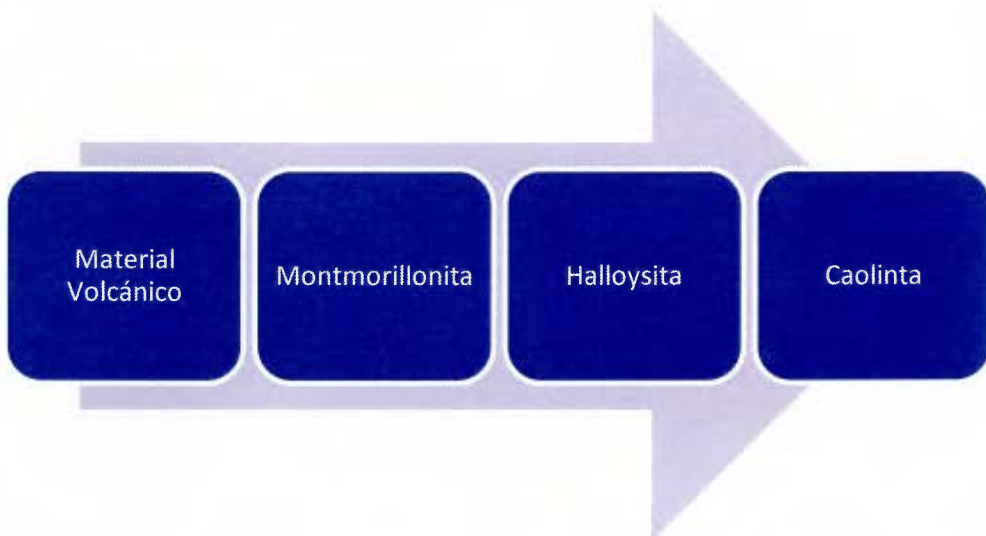


Figura 3.20. Proceso de meteorización de minerales de arcilla.

Fuente: Suarez, 1998.

Algunas rocas que contienen sales (NaCl), cal (CaSO_4) y yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) se disuelven fácilmente en agua, especialmente en presencia de CO_2 , acelerando el proceso de meteorización.

El movimiento cíclico del nivel freático genera una acumulación de óxidos de hierro, formando una capa de suelos cementados generalmente semipermeables, estos materiales se van endureciendo en presencia de aire formando los suelos lateríticos.

Para el desarrollo de los suelos lateríticos es necesario la existencia de rocas ferromagnesianas un clima húmedo y caliente, con periodos secos y lluviosos alternados.

En la figura 3.21 se detallan las condiciones topograficas favorables para la formación de lateritas, pues se deben tener pendientes que faciliten el drenaje y además que el nivel freático pueda oscilar, esto se obtiene en las laderas de los cerros y motañas , además de tener las condiciones climáticas que faciliten la meteorización.

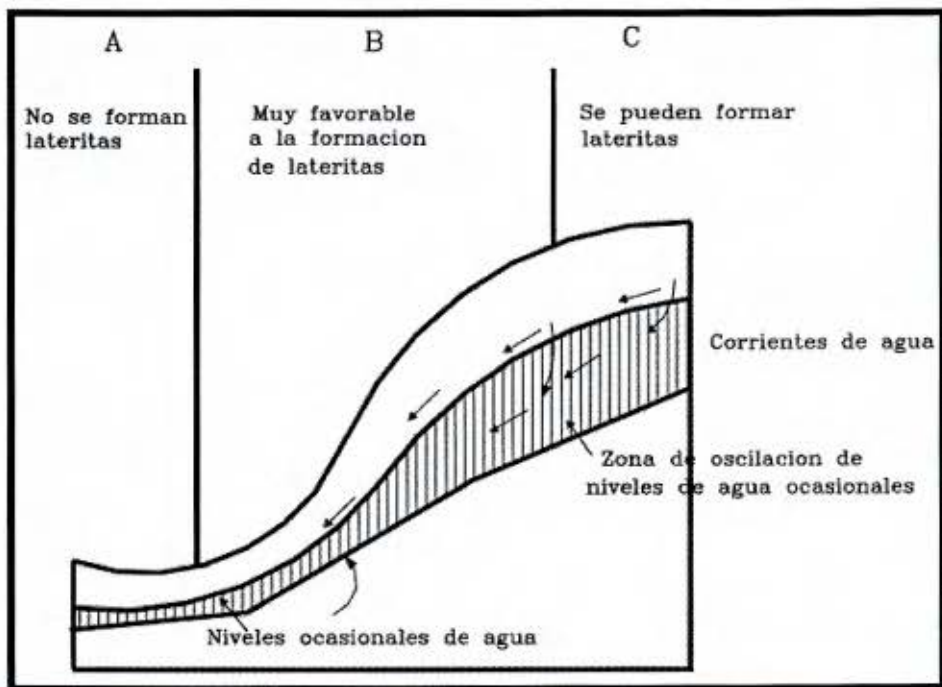


Figura 3.21. Formación de lateritas por corrientes de agua ocasionales.

Fuente: Suárez, 1998.

3.8.3. Lateritas en Costa Rica.

En la década de los sesenta el gobierno costarricense interesado en la explotación minera realizó varios estudios de la ubicación y de la composición química de algunos depósitos de suelos lateríticos presente en el territorio nacional. Dicha investigación a realizó el Ministerio de Industria y Comercio bajo un ente llamado Dirección de Minas y Petróleo, en el cuadro 3.7 se detalla la ubicación de algunos depósitos de lateritas en Costa Rica.

Cuadro 3.7. Ubicación de las lateritas, Costa Rica.

Periodo	Tipo de Roca	Ubicación	
Terciario	Sedimentaria	San isidro de El General	Palmares-Repunta Dominical - San Isidro Km 7 La Suiza-Moravia Km 9 La Suiza-Moravia
Terciario	Volcánica	Jardín de Dota	700m S de Jardín 3 Km de la interamericana 1.2 Km S de Jardín.
Terciario	Volcánica	Miramar	Miramar (centro)
Terciario	Volcánica	Paraíso y Juan Viñas	3 Km Noroeste de Paraíso 2 Km Noroeste de Juan Viñas
Terciario	Volcánica	Guácimo	Loma Piedra Negra. 400m SP. Negra 3.5 Km Sur Guácimo
Plio-Pleistoceno	Terrazas	Valle de San Isidro del General	500m Oeste Buenos Aires Llano rio Urian, Llano rio Peñas Blancas Cerca puente rio Pacuare 2km de Repunta Cerca de Pavón Sur de San Isidro 800 m Sureste de San Isidro
Reciente	Volcánica	San Carlos	Venecia Cerca de Rio caño Grande 2 km oeste La Marina
Reciente	Volcánica	Puntarenas	5,3 Km rio Aranjuez
Reciente	Volcánica	Cañas-Tilarán	Norte laguna Arenal 2km NE Tilarán 5km O Tilarán

Fuente: Venegas, 2011.

3.9. Difracción de rayos X.

Según Salas (2013), la caracterización de minerales en arcilla mediante la difracción de rayos X, es el método más apropiado para minerales con una cristalografía definida y una alta concentración en la muestra en estudio.

Esta técnica se basa en la ley de Bragg para difracción, consiste en disparar un haz de rayos X a distintos ángulos, sobre una muestra de polvo molido del material en estudio, luego se proyectan los rayos difractados en fase generando un difractograma, de este se obtienen picos y valles y una línea base, cada pico es típico para cada mineral, en la figura 3.22 se muestra la forma típica de un difractograma.

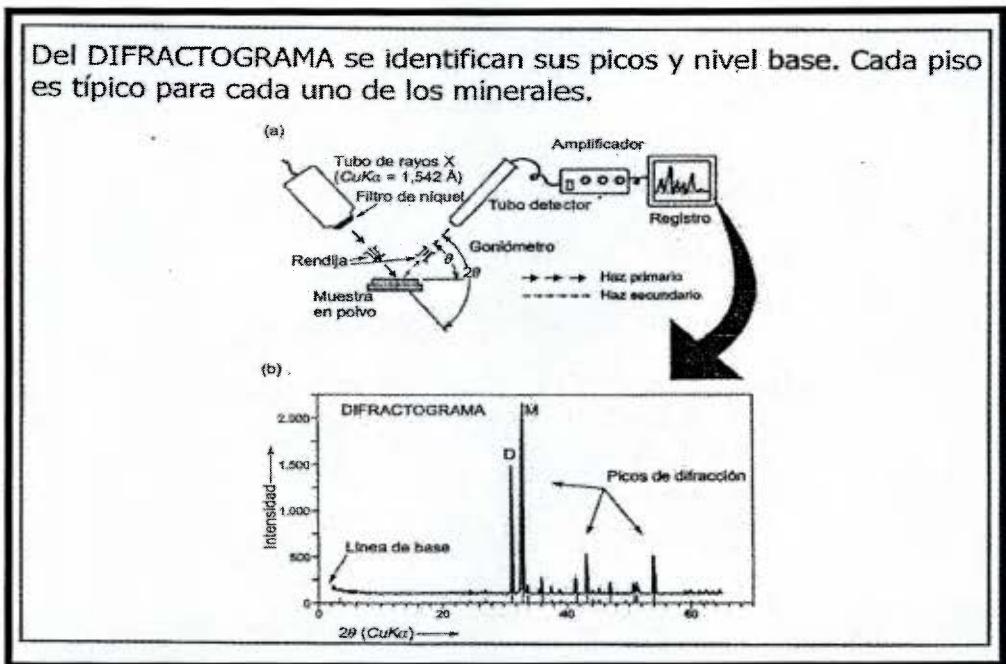


Figura 3.22. Proceso de obtención de un difractograma.

Fuente: Salas, 2012.

La ley de Bragg, predice las condiciones para las que son posibles los haces de rayos X difractados de un cristal. Dicha ley es dada por la relación de Bragg, que se presenta en la ecuación 3.19, donde m es un número entero, λ es la longitud de onda, θ es el ángulo de incidencia y d es la separación interplanar.

$$2d \sin \theta = m \lambda \quad \text{Ecuación 3.19.}$$

Las propiedades ingenieriles de un suelo dependen de la fase sólida que este tenga, siendo los minerales el mayor componente de la fase sólida; por ende los minerales definen el comportamiento ingenieril de un suelo, es por ello que la identificación de minerales es primordial para poder predecir el comportamiento de un suelo ante las solicitaciones de cargas que este puede experimentar en el campo.

Según Vargas (2009) los suelos residuales tienen un gran espectro de tipos de minerales y tamaños, los cuales dependen del grado del grado de meteorización que tenga el suelo.

La caracterización de un suelo residual debido a su heterogeneidad, requiere de un análisis integral que tenga en cuenta todos los factores que afectan su comportamiento, lo cual incluye el grado y proceso de meteorización, su mineralogía, microestructura, discontinuidades, estado de esfuerzos, propiedades mecánicas, clasificación y caracterización del perfil.

La clasificación de suelos por los sistemas convencionales anteriormente citados, dejan muchos criterios de lado como el de la mineralogía, es por ello que se les cuestiona su aplicabilidad a suelos tropicales, pues el comportamiento ingenieril de un suelo residual depende de los minerales que presente. Con el fin de solventar el vacío dejado por los sistemas de clasificación en cuanto a mineralogía se le hizo un ensayo de difracción de rayos X a muestras provenientes de los tres sitios de muestreo.

3.10. Análisis estadístico

Es fundamental definir algunos parámetros estadísticos que se van a aplicar los resultados obtenidos en la fase de investigación.

3.10.1. Media aritmética.

Es comúnmente llamado promedio o media, es un valor tal que la suma de las desviaciones o diferencias entre las observaciones y dicho valor es cero, de manera que equivale a la suma de las observaciones dividida entre el número se expresa matemáticamente en la siguiente ecuación:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad \text{Ecuación 3.20.}$$

3.10.2. Moda.

La moda es el valor que más veces se repite dentro de una serie de datos, este valor se ve poco afectado por los valores extremos de la serie a diferencia de la media aritmética.

3.10.3. Media geométrica.

Este parámetro se define como la raíz enésima del producto de n observaciones, así su fórmula matemática es:

$$\bar{X}_g = \sqrt[n]{X_1 * X_2 \dots * X_n} \quad \text{Ecuación 3.21.}$$

Se emplea principalmente cuando se trabaja con datos en los que cada uno guarda una razón aproximadamente constante respecto al dato anterior.

3.10.4. Varianza.

Este parámetro es la desviación cuadrada media, o sea la desviación de cada dato con respecto a la media, se expresa de la siguiente forma:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^2}{n} \quad \text{Ecuación 3.22.}$$

3.10.5. Desviación estándar

La desviación estándar es la raíz cuadrada de la varianza, es una medida de dispersión mucho más representativa en ingeniería que la varianza, pues sus unidades son las mismas unidades de los datos y no el cuadrado de estos como en la varianza, matemáticamente se define mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^2}{n}} \quad \text{Ecuación 3.23.}$$

CAPÍTULO 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS.

4.1. Muestras de suelo.

La calidad de los resultados obtenidos de pruebas de laboratorio depende de la rigurosidad que se realizaron los ensayos y la calidad de las muestras que se utilizaron, una pobre calidad en las muestras representa que los resultados de laboratorio realizados sobre ellas no sean representativos y su utilización puede dar lugar a diseños erróneos.

Para obtener muestras idóneas en el campo se debe tener en cuenta las necesidades del proyecto y el tipo de terreno en el cual se está muestreando, pues el tipo de proyecto define la cantidad y el tipo de muestras necesarias, por otro lado el tipo de terreno indica la técnica adecuada de muestreo.

En campo se recolectaron muestras alteradas e inalteradas, pues en los ensayos de clasificación y compactación de suelos se utilizan muestras inalteradas y en los de resistencia al corte y consolidación se utilizan inalteradas.

Como se mencionó anteriormente se escogieron tres lugares de muestreo ubicados en el cantón de Santa Cruz, Guanacaste ya que esta zona se ubica en el norte de la península de Nicoya. Los tres lugares de muestreo fueron obtenidos de tres fincas diferentes denominados Tules, Soncoyo y Delicias, pues es el nombre de la finca de la cual proviene el suelo.

Se realizó una campaña de exploración geotécnica visual en las propiedades en las cuales se tenía acceso a la recolección de las muestras, ya que se tenían una extensión considerable de terreno, unas 250 hectáreas; con el objetivo de tener los mejores lugares de muestreo posibles y obtener muestras representativas de suelos lateríticos.

El sitio denominado Delicias se descartó por el director pues a simple vista no cumplía con el requisito mínimo que deben tener los suelos lateríticos que es su coloración rojiza o café oscuro, en la figura 4.1 se puede observar la coloración del suelo del punto Delicias que es color negro, que indica que no es un suelo laterítico.

Además de la coloración el otro motivo por el cual, dicho sitio se decidió descartar fue, por la poca cohesión que presenta este suelo, lo que hace prácticamente imposible moldear especímenes para realizar ensayos que requieran muestras inalteradas, esto se evidenció a la

hora de obtener el cubo de muestra inalterada, pues más de la mitad se desmoronó, solo se pudo transportar al LanammeUCR, menos de la mitad de lo que era originalmente, no obstante a este suelo se le hizo su respectiva clasificación y análisis mineralógico.

Las razones por las que se muestreó en el punto Delicias era su ubicación pues según el mapa de zonificación geotécnica de la figura 2.1 este suelo es laterítico de clima seco, además de encontrarse en las faldas de un cerro, característica propia de los suelos lateríticos.

Como se observa en la figura 4.1 las coloraciones de los sitios Soncoyo y Tules son rojizas, por lo que se cumple con la principal premisa que debe tener el suelo laterítico, por otro lado si poseen la cohesión suficiente para poder ser moldeados.

A los sitios restantes que son Tules y Soncoyo, si se les hizo todas las pruebas de laboratorio que se plantearon desde un principio.



Figura 4.1. Coloración de los distintos sitios de muestreo.

Se llevaron a cabo en total cinco giras de muestreo, tres con recursos del LanammeUCR y las otras dos con recursos del estudiante. Las giras realizadas con ayuda del LanammeUCR han sido el 12 de agosto de 2013, el 12 de septiembre de 2013, y el 4 de febrero de 2014, en el cuadro 4.1 se detallan las fechas de las giras de muestreo y los sitios en los cuales se realizó la extracción de muestras. En dichas giras se extrajeron muestras inalteradas y alteradas, en la primera solo 1, en la segunda y la tercera cuatro muestras inalteradas.

Las giras realizadas con recursos propios fueron los días 28 de enero y el 6 de julio del 2014, se extrajeron tubos shelby, estos fueron acarreados en autobús hacia el LanammeUCR.

Cuadro 4.1. Fechas de muestreo.

Giras de muestreo al campo.					
Fecha	12/08/2013	12/09/2014	26/01/2014	04/02/2014	06/07/2014
Lugares de muestreo	Tules, Soncoyo y Delicias	Tules, Soncoyo y Delicias	Tules y Soncoyo	Tules y Soncoyo	Tules y Soncoyo

Las muestras inalteradas fueron las más difíciles de extraer y transportar, esta tendencia es muy común en los suelos lateríticos; según Suarez (1998), estos suelos son muy sensibles a la manipulación lo que hace casi imposible obtener muestras totalmente inalteradas; la dificultad de moldear especímenes a partir de muestras inalteradas hace que se requiera gran cantidad de suelo, pues se desperdicia mucho en el moldeo de especímenes inalterados.

4.1.1. Metodología de muestreo y almacenamiento utilizada.

El procedimiento que utiliza el LanammeUCR para la recolección de muestras al inalteradas y alteradas cumple con las norma ASTM D 4220-14, y para el muestreo con tubos de pared delgada se siguió un procedimiento que cumple con la norma ASTM D 1587-08.

La metodología utilizada por el LanammeUCR consiste en transportar las muestras alteradas en sacos. Los cubos inalterados se forran en bolsas plásticas para impedir la pérdida de humedad y luego introducirlos en cajones de madera para su transporte, las muestras inalteradas obtenidas con tubos de pared delgada como shelby y liner se hincaron con un mazo y se extrajeron con pala; para su traslado se metieron en bolsas plásticas para evitar la pérdida de humedad, en la figura 4.2 se ilustra el proceso de extracción de tubos de pared delgada.



Figura 4.2. Proceso de extracción de muestras inalteradas con tubos de pared delgada.

El proceso de extracción de los cubos es difícil y de mucho cuidado, se debe tallar la forma del cubo en el terreno, ya sea con cuchillo, pala, macana o barra, dependiendo del tipo de suelo, seguidamente se forra con bolsa plástica y se amarra con cinta adhesiva para evitar que se desmorone, luego se ejerce palanca sobre el cubo para desprender su parte inferior por último se termina de forrar todo el cubo. En la figura 4.3 se ilustra el proceso de extracción de un cubo de muestra inalterada, en la figura 4.4 se muestran los cajones en los que se introduce el cubo para su transporte.



Figura 4.3. Proceso de extracción de un cubo de muestra inalterada.

El motivo principal por el cual se utilizaron bolsas plásticas para cubrir las muestras inalteradas en vez de parafina, es por la dificultad de derretir la parafina en el campo, pues se debe llevar un instrumento al sitio para poder derretir la parafina y aplicársela a la muestra. Una vez se llega al laboratorio se extrae la muestra en forma de cubo del cajón y se introduce en una cámara húmeda para evitar que la muestra pierda humedad.

El almacenamiento de las muestras inalteradas, tanto las obtenidas con tubos de pared delgada como los cubos se hizo en una cámara húmeda, con una humedad relativa superior al 87% y una temperatura superior a los 20 °C.



Figura 4.4. Cajones utilizados en el traslado de muestras inalteradas y sacos con muestras alteradas.

Suarez (1998) recalca que es muy difícil obtener muestras completamente inalteradas, especialmente en suelos lateríticos pues son muy sensibles a la manipulación, es por ello que recomienda obtener muestras de gran tamaño; anteriormente se hizo énfasis en que las normas ASTM, han sido desarrolladas en suelos no tropicales lo que dificulta su implementación en suelos lateríticos, por este motivo es que el procedimiento de muestreo utilizado se comparó con las buenas prácticas a la hora de recolectar muestras en campo y se constató que cumple con lo mencionado por Head (1998).

Hay principios que todo método de muestreo debe contener, según Head, (1998) deben ser:

- ✓ Evitar que las muestras inalteradas pierdan humedad, sellándolas adecuadamente, durante su manipulación y traslado
- ✓ Almacenar las muestras en cuartos con ambiente controlado con una alta humedad, protegiendo la muestra de calor o frío extremo.

- ✓ A todas las muestras se les debe dar su respectiva identificación para su traslado y almacenamiento, para evitar que estas se pierdan o se confundan con otras muestras en el laboratorio.
- ✓ En el caso de muestras alteradas estas se debe garantizar que no se contaminen con otro tipo de material.
- ✓ Las muestras inalteradas de gran tamaño almacenadas en sacos, o bolsas plásticas no se deben apilar una sobre otra, lo ideal es usar bastidores acomodando cada saco uno a la par del otro.

Durante el almacenamiento de las muestras alteradas utilizadas en la investigación se utilizaron cubetas plásticas para evitar que el material se contaminara con otro material, además que hacía más fácil el almacenamiento pues las cubetas se pueden estibar una sobre otra sin causarle daño al suelo, mientras que si se utilizan sacos como se recomendó por los personeros del LanammmeUCR no se pueden estibar como lo recomienda Head (1998).

4.2. Humedad de campo.

La obtención de la humedad de campo se realizó por el método especificado por la norma ASTM D2216-10, se obtuvo la humedad del terreno en época seca y época lluviosa; se realizaron 4 mediciones de humedad, pese a que se realizaron 5 giras, pues en la gira realizada el 12 de septiembre las bolsas que contenían las muestras para sacar la humedad se rompieron, por lo que la muestra se alteró. Se decidió no sacar la humedad a esta muestra pues no iba a dar el valor que se tenía en el campo, por ende se iba a tener un resultado no representativo de la realidad.

Cuadro 4.2. Porcentajes de humedad en las distintas giras realizadas.

Porcentajes de humedad a través del año.				
Fecha	12/08/2013	26/01/2014	04/02/2014	06/07/2014
Soncoyo	82.9	27.3	22.9	32.2
Tules	75.1	41.7	26.9	32.8
Delicias	86.2	-	-	-

Del sitio llamado Delicias solo se cuenta con una medición de humedad, ya que solo se le realizó el muestreo en la primera gira, pues como se mencionó anteriormente se sacó del análisis por no presentar las características de un suelo laterítico.

En el cuadro 4.2, se muestran los resultados de la humedad obtenida en el campo a un metro de profundidad, en dicho cuadro se evidencia que la humedad es más alta en la primera gira en agosto de 2013, en los sitios de Soncoyo y Tules y va disminuyendo hasta julio que experimentó un aumento, esto es típico de la variación estacional, pues la época seca va de diciembre hasta marzo y la época lluviosa comprende los meses de mayo hasta octubre; sin embargo la humedad que se obtuvo en julio de 2014 es baja pues es de un 32% en los dos lugares muestreados, ya que en agosto de 2013 se tenía humedades superiores.

La baja humedad encontrada en julio de 2015, se debe al fenómeno de El Niño que ha causado sequía en Guanacaste, prueba de ello es que el estado ha declarado emergencia nacional, para lo que queda del 2014 y el 2015 en los cantones guanacastecos previniendo problemas de abastecimiento de agua potable y posibles pérdidas en agricultura y ganadería por la falta de agua.

4.3. Gravedad específica.

La gravedad específica se obtuvo mediante el procedimiento especificado por la norma ASTM D854-10, utilizando el método A de dicha norma, que es el método utilizado para muestras húmedas, además de ser el método preferido por la ASTM, este procedimiento utiliza un picnómetro de 500 ml.

En el cuadro 4.3 se detallan los resultados de la gravedad específica de los 3 puntos de muestreo, se realizaron tres ensayos por punto para obtener un valor promedio y su desviación estándar.

Cuadro 4.3. Resultados de gravedad específica.

Gravedad específica			
	Sitio		
Ensayo	Tules	Soncoyo	Delicias
1	2.71	2.63	2.63
2	2.71	2.70	2.62
3	2.63	2.70	2.66
Promedio	2.69	2.68	2.64
Desviación Estándar	0.05	0.04	0.02

Los resultados de la gravedad específica evidencian que los sitios Soncoyo y Tules presentan suelos muy similares, esto se evidencio en las figura 4.1 que muestra que poseen colores muy similares. No es así el caso del sitio llamado Delicias que presenta una coloración diferente y es de esperar que tenga los demás parámetros geotécnicos distintos.

Los valores de gravedad específica de Soncoyo y Tules se encuentran en el rango que según la literatura se encuentran los suelos limosos, o sea suelos con gran parte de limos en su graduación; según Salas (2013) dicho rango varía entre 2.65 y 2.70, el valor obtenido en Delicias no se encuentra en los rangos de valores típicos dados por Salas (2013), según Townsend (1985), el valor de Gs de 2.64 es común en arcillas negras residuales; el valor del Gs no es un valor que sea relevante para clasificar un suelo, es por ello que se realizan otros ensayos para clasificar el tipo de suelo con el que se está trabajado.

4.4. Granulometría.

Con el fin de obtener la distribución de tamaños de partículas del suelo, se realizó un análisis granulométrico por dos métodos distintos: por tamizaje, estandarizado por la norma ASTM D6913-04; el segundo fue el método de sedimentación en el cual se usa un hidrómetro para obtener la distribución de partículas que pasan la malla No.200, que corresponde a la norma ASTM D422-63 (reaprobada en 2007).

Para los tres sitios en los que se recolectaron muestras se les realizó su granulometría correspondiente., se le hicieron tres lavados por la malla No. 200 que corresponde a la norma ASTM D6913-04 y tres análisis por hidrómetro que corresponde a la norma ASTM D422-63,

en el caso de Delicias se le hicieron cuatro lavados por la malla No. 200 y cuatro ensayos de hidrómetro pues los resultados no coincidían a la hora de comparar los dos métodos. En el apéndice A, se muestran todas las curvas granulométricas obtenidas para cada suelo.

En los cuadros 4.4, 4.5 y 4.6 se resumen los resultados para los tres sitios de muestreo, en dichos cuadros se hace una comparación de los dos métodos utilizados para obtener la granulometría en esta investigación. En caso del hidrómetro es posible obtener los porcentajes de limos y arcillas presente en las muestras, mientras que en el método por tamizaje no es posible ya que se realiza un lavado por la malla No. 200 previo al tamizaje para tratar de eliminar las partículas que pasan dicha malla, por ende no se puede obtener la graduación de tamaños menores a 0.075 mm.

Cuadro 4.4. Resultados de granulometría Soncoyo.

	Hidrómetro Soncoyo		Tamizado Soncoyo	
	% pasando 200	% pasando 4	% pasando 200	% pasando 4
1	84.2	99.3	85.3	98.7
2	84.8	99.4	83.5	99.6
3	83.6	99.7	84.7	99.6
Promedio	84.2	99.5	84.5	99.3
Desviación estándar	0.6	0.2	0.9	0.5
% grava	0.5		0.7	
% arena (4-200)	15.3		14.8	
% limo	32.7		-	
% arcilla(< 0.002 mm)	51.5		-	

Cuadro 4.5. Resultado granulometría Tules.

	Hidrómetro Tules		Tamizado 200 Tules	
	% pasando 200	% pasando 4	% pasando 200	% pasando 4
1	91.1	98.8	91.1	97.0
2	90.9	98.7	93.0	98.1
3	91.1	98.4	91.2	96.6
Promedio	91.0	98.6	91.8	97.3
Desviación estándar	0.1	0.2	1.1	0.8
% grava	1.4		2.7	
% arena (4-200)	7.6		5.5	
% limo	29.6		-	
% arcilla(< 0.002 mm)	61.4		-	

Cuadro 4.6. Resultados granulometría Delicias.

	Hidrómetro Delicias		Tamizado 200 Delicias	
	% pasando 200	% pasando 4	% pasando 200	% pasando 4
1	50.3	99.7	63.9	97.7
2	49.1	99.8	63.5	97.4
3	45.4	99.5	62.3	96.6
4	47.0	99.9	63.1	99.2
Promedio	48.0	99.7	63.2	97.7
Desviación estándar	2.2	0.2	0.7	1.1
% grava	0.3		2.3	
% arena (4-200)	51.8		34.5	
% limo	25.6		-	
% arcilla(< 0.002 mm)	22.4		-	

Suarez (1998) menciona que el concepto de tamaño de partícula es inaplicable a ciertos suelos residuales ya que debido a que las partículas de suelo residual con frecuencia consisten en agregados o cristales de mineral meteorizado que se rompen y se vuelven progresivamente finos, si el suelo es manipulado, por ende una grava puede convertirse en una arcilla, por este motivo es que los resultados obtenidos del parámetro de porcentaje pasando la malla No. 200 para los tres sitios analizados, son más altos en el método de tamizado que por el método del hidrómetro, pues cuando se utiliza el tamizado se manipula mucho más el material.

De los sitios analizados, el que más sufrió por la manipulación durante la ejecución de los ensayos fue Delicias, como se observa en el cuadro 4.6 el porcentaje pasando la malla No. 200 por tamizaje fue de 63.2 % mientras que para el método del hidrómetro fue de 48 %, esta diferencia tan significativa influye en la clasificación del suelo, pues en el sistema SUCS para arriba de un 50 % pasando la malla No. 200 clasifica como grano fino y por debajo de 50% clasifica como grano grueso, en AASTHO el material se clasifica un suelo de grano fino cuando pasa más del 35 % del material por dicha malla.

Otro motivo por el cual se pudo haber generado la gran diferencia entre los porcentajes pasando la malla No. 200 en Delicias por el método del hidrómetro y el tamizado, es porque el hidrómetro es esencialmente para suelos finos, por ende al ser utilizado en suelos arenosos como Delicias no arroja resultados exactos.

Para clasificar el suelo se utilizó el porcentaje arrojado por el método de tamizado pues según Suarez (1998) los suelos altamente sensibles a la manipulación pueden convertirse de grava a limo en las labores de excavación compactación y demás actividades a las que es sometido un suelo en un proceso constructivo, es por ello que reportar los porcentajes pasando la malla No. 200 más altos que se obtengan por cualquier procedimiento, es el método más seguro, pues entre más fino menor resistencia este tendrá, por lo que se evita tener expectativas más altas del desempeño del suelo en un diseño.

La diferencia en los resultados de los métodos por hidrómetro y tamizado para un mismo suelo corrobora lo que Suarez (1998) comenta sobre inaplicabilidad a los suelos tropicales de las teorías convencionales de la Mecánica de suelos y por ende los ensayos de laboratorio basados en estas teorías ya que, son desarrollados en suelos de climas no tropicales, especialmente el concepto de tamaño de grano. Entre más sensible a la manipulación es un suelo más se va a degradar en la ejecución del ensayo, es claro que se degrada más en el método de tamizado porque el suelo se somete a un mayor manejo que en el método del hidrómetro.

4.5. Límites de Atterberg.

La obtención de los límites de consistencia es necesaria para poder clasificar un suelo adecuadamente, además de la clasificación la consistencia permite describir el grado y tipo de cohesión y adhesión de un material, por lo que se puede tener una idea de la resistencia que pueda tener el suelo.

Para obtener los límites de Atterberg se siguió el procedimiento estandarizado por la norma ASTM D4318-10 por el método multipunto y preparación de la muestra por la vía húmeda.

Se realizaron tres ensayos de límites de Atterberg para cada sitio, en el cuadro 4.7 se da un resumen de los datos obtenidos para Delicias, Soncoyo y Tules, además de dar el análisis estadístico de los suelos lateríticos estudiados, en dicho análisis estadístico no se incluyeron los resultados obtenidos en Delicias, pues como ha venido mencionando este sitio se sacó de la investigación.

Cuadro 4.7. Resumen de resultados de los límites de Atterberg de los suelos estudiados.

	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Delicias	50	32	17
Soncoyo	79	41	38
Tules	82	47	35
Promedio	81	44	37
Desviación estándar	2	4	2

Del cuadro 4.7 se detallan los resultados obtenidos en los ensayos de límites de Atterberg, en dicho cuadro se muestra un promedio y una desviación estándar, estos parámetros estadísticos se calcularon utilizando los resultados de Soncoyo y Tules, pues como se ha venido mencionando Delicias se descartó de la investigación.

en promedio el suelo laterítico analizado tiene un límite plástico de $(44 \pm 4) \%$ y un límite líquido de $(81 \pm 2) \%$ dichos valores, según Suarez (1998) el valor de un límite líquido de un suelo laterítico anda en el rango de 33 % a 90 %, por lo que el valor encontrado se encuentra en dicho rango, para este mismo autor el valor del límite plástico ronda entre 13% y 31%, por lo que el valor obtenido no entra en dicho rango; Venegas (2011) encontró que los suelos lateríticos en la zona de San Carlos tienen un límite plástico en promedio de $(46 \pm 11) \%$, lo que da validez al resultado de límite líquido obtenido para el suelo laterítico estudiado.

El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, el valor obtenido para el suelo laterítico analizado fue de 37 % en promedio el cual se encuentra dentro del rango dado por Suarez (1998) que va desde 20 % hasta 59 %, por otro lado Venegas (2011) encontró que los suelos lateríticos de San Carlos tienen un 20 % de índice de plasticidad en promedio.

En el cuadro 4.7 se detallan los resultados obtenidos para Delicias, este suelo tiene una plasticidad inferior a los suelos de Tules y Soncoyo, se evidencia en su índice de plasticidad de 18 % contra el promedio de 37 % encontrado en los suelos lateríticos estudiados, con este parámetro es congruente con lo que se obtuvo en la granulometría y la gravedad específica, con estos tres parámetros se corrobora que Delicias es un suelo totalmente diferente a Soncoyo y a Tules, pues estos suelos tienen un índice de plasticidad muy parecido de 37 % y 35 % respectivamente.

Bogantes (2002) señala que los suelos lateríticos costarricenses tienen límites líquidos superiores al 70% por lo que Tules y Soncoyo si clasifican como lateríticos según este autor y contundentemente Delicias con un límite líquido de 50% no cabe en este rango

Townsend (1985) aclara que las propiedades ingenieriles de los suelos lateríticos tienen variaciones tan grandes como la variación de su granulometría, pues van de gravas hasta arcillas. Por este motivo que hay rangos tan grandes de los valores de límites líquidos y plásticos y cada autor da rangos de valores diferentes, pese a esto todos los autores concuerdan que los suelos lateríticos tienen una coloración rojiza.

En la figura C 2 del apéndice C, se detalla la ubicación en la cartilla de plasticidad los resultados de los límites encontrados.

4.6. Clasificación de suelos.

Después de haber obtenido todos los parámetros geotécnicos de granulometría y límites de consistencia necesarios para poder clasificar por AASTHO y SUCS, se procede a realizar la clasificación respectiva por los dos sistemas de clasificación empleados, en el cuadro 4.8 se muestra un resumen los resultados.

Cuadro 4.8. Resumen de parámetros de clasificación.

Parámetro Geotécnico	Tules	Soncoyo	Delicias
Descripción visual	Limo arcilloso color rojizo	Limo arcilloso color rojizo	Limo arenoso color gris
Límite Líquido (%)	82	79	50
Límite Plástico (%)	47	41	32
Índice de Plasticidad (%)	35	38	17
LL-30 (%)	52	49	20
Gravedad específica (GS)	2.69	2.68	2.64
% grava	2.7	0.7	2.3
% de arena	5.5	14.8	34.6
% Pasando Malla 200	91.8	84.5	63.2
% de partículas < 0.002 mm	61.4	51.5	22.4
SUCS	MH-Limo elástico	MH-Limo elástico	ML-Limo Arenoso
AASHTO	A-7-5 (43)	A-7-5 (39)	A-7-5 (11)
IG	43	39	11

Según Bogantes (2002) los suelos lateríticos costarricenses, en su gran mayoría, clasifican como MH, con límites líquidos superiores al 70%, esto se cumple tanto para Soncoyo como para Tules, Delicias tiene un límite líquido de 49.7% y clasifica en SUCS como ML. En el cuadro 4.8 se evidencia que Tules y Soncoyos tienen una granulometría, plasticidad y gravedad específica muy parecida, mientras que Delicias presenta parámetros muy distintos, por lo que con estos resultados se puede concluir que Delicias es un suelos completamente distinto a Tules y Soncoyo.

Como se observa en el cuadro 4.8 los suelos Soncoyo y Tules tienen la misma clasificación tanto SUCS como AASSHTO. Como es de esperarse pues tienen parámetros muy parecidos tanto sus límites de consistencia, Gs y el porcentaje pasando la malla No. 200. Por otro lado se muestra que el suelo Delicias es un ML ya que por su baja plasticidad no puede ser un MH, comparte la clasificación AASTHO con Soncoyo y Tules, la única diferencia es que Delicias tiene un índice de grupo bajo en comparación con Soncoyo y Tules.

Los tres suelos estudiados tienen la misma clasificación de Grupo de AASTHO, lo que indica es que son materiales con una predominancia de limo en su granulometría, además que tienen un desempeño como soporte de carreteras de regular a malo.

El valor del índice de grupo es inverso al desempeño que tenga el material como soporte de carreteras. Delicias presenta un índice de grupo de 11, indica que tiene un comportamiento regular como soporte de vías, además de tener una mejor capacidad soportante para carreteras que Soncoyo y Tules, pues estos tienen índices de grupo de 39 y 43 respectivamente, clasificándolos con un mal comportamiento como soporte de carreteras, pues según Salas (2013), suelos con índices de grupo superiores a 20 tienen desempeño muy pobre como soporte de carreteras.

Pese a que los objetivos de los sistemas AASTHO y SUCS son distintos, se pueden hacer comparaciones entre los dos sistemas pues utilizan las mismas propiedades para clasificar, la granulometría y la plasticidad. Según Salas (2013) la clasificación MH de SUCS se compara probablemente con la A-7-5 de AASTHO, esto se evidenció en los suelos de Soncoyo y Tules que tuvieron una clasificación MH y A-7-5, por otro lado este mismo autor dice que es posible que la clasificación ML de SUCS sea comparable a la A-7-5 de AASTHO, esta comparación se cumplió para el suelo Delicias.

Las comparaciones entre AASTHO y SUCS se han hecho a partir de un gran análisis estadístico (su corroboración queda fuera del alcance de este trabajo), se evidencia su confiabilidad por los resultados que se obtuvieron esta investigación y corrobora su aplicabilidad a los suelos residuales tropicales, pese a que se han desarrollado sobre otro tipo de suelos.

4.7. Mineralogía de suelos.

Se le realizó un análisis de difracción de rayos X, a muestras provenientes de los tres sitios de muestreo con el afán de conocer los minerales que estos suelos presentan. Dicho análisis se llevó a cabo por la unidad de difracción de rayos X de la Escuela de Química de la UCR, en el cuadro 4.9 se muestran los resultados obtenidos.

Cuadro 4.9. Resultados del ensayo de difracción de rayos X.

Suelo	Mineral	Fórmula
Delicias	Antigorita	$Mg_{24}Si_{17}(OH)_3$
	Cuarzo	SiO_2
	Albita calcarea	$(Na,Ca)Al(Si,Al)_3O_8$
	Anortita Sodica	$(Ca,Na)(Al,Si)_2Si_2O_8$
Soncoyo	Cuarzo	SiO_2
	Halloysita-7Å	$Al_2Si_2O_5(OH)_4$
	Halloysita-10Å	$Al_2Si_2O_5(OH)_4 \cdot 2H_2O$

La prueba de difracción de rayos X no es una técnica no estandarizada, pues no hay ninguna norma que indique el procedimiento a seguir. Se utilizó un difractómetro de polvo modelo D8 marca Bruker, en la figura C1 del apéndice C se muestra este equipo. Al ser un difractómetro de polvo solo se tuvo que triturar la muestra de suelo en un mortero para poder meterla al equipo.

Al suelo de Tules no se le pudo determinar los minerales que este contiene con la técnica de difracción de rayos X, es por ello que no se muestran los minerales que hay en Tules en el cuadro 4.9. En el apéndice C se detallan los difractogramas de cada suelo analizado; el aparato de difracción de rayos X se muestra en la figura C.1 del apéndice C.

Suarez (1998) señala que la técnica de difracción de rayos X es útil cuando la muestra de suelos analizada presenta un gran porcentaje del mineral. Es por este motivo que a Tules no

se le pudo determinar su mineralogía con el método de difracción de rayos X, pues los minerales que presentaban la muestra analizada, no contenían la cantidad mínima necesaria para que el equipo los pudiera detectar.

Tanto Soncoyo como Delicias poseen cuarzo ya que este mineral es el más común de la Tierra. Por ende está presente en la mayoría de suelos. Se mantiene la tendencia que se tuvo en los ensayos de clasificación, pues Soncoyo y Delicias tuvieron resultados muy distintos aquí se encuentra el motivo pues tienen minerales diferentes, por ende provienen de rocas madres distintas, lo que es congruente con los resultados obtenidos en los ensayos de clasificación. Los minerales que presenta Delicias no son típicos de un suelo laterítico, esto comprueba que no es un suelo laterítico.

En Soncoyo se encontró además del cuarzo los dos tipos de halloysitas existentes, las cuales son producto de la actividad hidrotermal sobre los aluminosilicatos, con estos resultados se comprueba que Soncoyo posee suelos lateríticos pues estos son derivados de los óxidos de aluminio.

La presencia de halloysita en Soncoyo indica que no se ha completado el proceso de meteorización, pues según Suarez (1998), la halloysita es el antepenúltimo mineral del proceso de meteorización, siendo la caolinita el último mineral resultante por meteorización, en la figura 3.21 se muestra un esquema del proceso de la meteorización de los minerales de arcilla.

Según Suarez (1998), el comportamiento anómalo que presenta un suelo con presencia de halloysita es que aumentar el contenido de humedad la resistencia al corte empezará a bajar de forma apreciable.

En la figura C.2 del apéndice C, se detallan la ubicación de los minerales de arcilla y la ubicación de los límites de consistencia de cada suelo estudiado en esta investigación en la carta de plasticidad de Casagrande. Conforme la figura C.2 Soncoyo y Tules no poseen minerales de arcilla pero en Soncoyo si se encontraron, por otra lado según la figura C.2 Delicias tiene caolinita, la cual no se encontró por la técnica de difracción de rayos X, la cual según Salas (2013) es la mejor para la identificación de minerales, es por ello que se manifiesta que identificar minerales de arcilla por la plasticidad no es un método exacto.

La relación de los límites de consistencia con la mineralogía de las arcillas es indirecta, por ser un método gráfico obtenido a partir de correlaciones y fue desarrollada a partir de suelos no tropicales; en esta investigación se evidencia que los resultados de difracción de rayos X no coinciden con los arrojados por la técnica de identificación de minerales de arcilla por plasticidad, por este motivo se demuestra que no es aplicable a suelos tropicales por arrojar datos erróneos, pues la identificación de rayos X es la técnica más exacta que se tiene para identificar minerales, consecuentemente los resultados obtenidos por difracción de rayos X se toman como correctos.

4.8. Compactación.

Para determinar la curva de compactación de un suelo y por ende el porcentaje de humedad óptimo, se utilizó el ensayo Próctor estándar, estandarizado por la norma ASTM D698-12.

La humedad óptima es de gran importancia en la compactación de suelos pues cuando se alcanza se obtiene la máxima densidad posible de un material, parámetro utilizado en la construcción de carreteras o de grandes obras pues al reducirle los vacíos de un suelo se le logra mejorar algunas propiedades, tales como la capacidad soportante, reducción de asentamientos excesivos y reducción de la permeabilidad.

En el cuadro 4.10 se detallan los valores de humedad óptima y densidad máxima seca obtenidos de la curva de compactación dada por el ensayo Próctor, en el apéndice D se muestran las curvas de compactación y los datos utilizados para generarlas.

Cuadro 4.10. Resumen de resultados ensayo Próctor estándar.

	Soncoyo		Tules	
	Densidad Seca (kg/m^3)	Humedad (%)	Densidad Seca (kg/m^3)	Humedad (%)
1	1268.0	36%	1214.0	41%
2	1259.0	36%	1216.0	41%
3	1259.0	36%	1212.0	41%
Promedio	1262.0	36%	1214.0	41%
Desviación estándar	5.2	0.0	2.0	0.0

Los parámetros de densidad óptima seca y el porcentaje de humedad óptimo, son muy parecidos; un 41% en Tules y un 36% en Soncoyo, esto es de esperarse, pues son suelos parecidos en cuanto a su granulometría y plasticidad

El punto Soncoyo obtuvo una densidad mayor a Tules a una menor humedad como se observa en el cuadro 4.10, esto pudo ser provocado por la granulometría de Soncoyo, pues es un poco más gruesa que la de Tules; un 91.8 % pasando malla No. 200 en Tules y un 84.5% en Soncoyo, pues entre más grueso sea un suelo mayores densidades alcanzará a una menor humedad, por otro lado la granulometría más fina de Tules es un indicador de que presenta una meteorización mayor que Soncoyo. Suárez (1998) dice que el grado de meteorización de un suelo es mayor en sitio de menor pendiente y el sitio Soncoyo tiene una mayor pendiente que Tules.

Townsend (1985) afirma que los suelos lateríticos presentan una densidad máxima seca entre 1281 kg/m^3 y 1682 kg/m^3 , se muestra en el cuadro 4.10 que los resultados obtenidos tanto en Tules y Soncoyo no caen dentro de este rango, por ser más bajos que el mínimo, pero el mismo Townsend (1983) menciona que las propiedades de los suelos lateríticos experimentan variaciones tan grandes como su granulometría, es por ello que distintos autores dan rangos de valores distintos, es por este motivo que los datos no pierden validez.

Venegas (2011) obtuvo valores de densidad máxima seca de suelos lateríticos muestreados en tres puntos en la zona de San Carlos. El punto óptimo promedio que obtuvo Venegas (2011) fue de 1220 kg/m^3 y 40% de humedad, estos datos también se salen del rango que da Townsend (1985), por lo que los resultados de Venegas (2011) son una mejor comparación con los que se obtuvieron en esta investigación, por ser obtenidos a partir de suelos lateríticos nacionales. Se puede notar que los datos obtenidos por Venegas (2011) se asemejan mucho a los obtenidos en el punto Tules.

4.9. Consolidación

Los ensayos de consolidación siguieron el procedimiento estandarizado por la norma ASTM D 2435-11. Se realizaron dos ensayos por punto estudiado, en total cuatro, pues el punto Delicias fue descartado. Las pruebas se realizaron sobre muestras inalteradas, ya que los suelos lateríticos son muy susceptibles a la manipulación, pues el objetivo principal de esta investigación es obtener parámetros representativos de las condiciones naturales del terreno.

Se realizaron 7 ciclos de carga a cada muestra ensayada, dichos ciclos se realizaron cada 24 horas, los ciclos de descarga se espaciaron por intervalos de 1 hora, realizándose todo el proceso el mismo día; la toma de lecturas de deformación se hizo de manera manual, en la figura E.5 del apéndice E se ilustra la máquina de consolidación utilizada, además de las curvas de compresibilidad correspondientes a cada ensayo efectuado; en el cuadro 4.11 se muestra un resumen de resultados obtenidos a partir del ensayo de consolidación.

Cuadro 4.11. Resumen de resultados del ensayo edométrico.

Ensayo	Soncoyo			Tules		
	1	2	Promedio	1	2	Promedio
Relación de vacíos inicial e_0	1.4	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3
Densidad (g/cm^3)	1.7	1.8	1.7	1.7	1.7	1.7
Esfuerzo de preconsolidación σ_{pc} (kPa)	200.0	230.0	215.0	160.0	140.0	150.0
OCR	12.1	13.0	12.6	9.5	8.5	9.0
Índice de compresión (C_c)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Saturación Inicial (%)	91.1	100.2	95.7	93.1	81.7	87.4
Saturación Final (%)	98.8	112.6	105.7	109.3	116.7	113.0

En el cuadro anterior se muestra el esfuerzo de pre-consolidación el cual fue obtenido con el método brasileño Pacheco-Silva a partir de las curvas de relación de vacíos vrs esfuerzo efectivo. En el apéndice E se muestran las curvas obtenidas para cada ensayo; a partir del esfuerzo de pre-consolidación se obtuvo la razón de preconsolidación OCR, por sus siglas en inglés, tomando en cuenta que las muestras se obtuvieron a una profundidad de un metro en promedio.

Tanto en Soncoyo como en Tules se encontró que son suelos sobreconsolidados, pues como se observa en el cuadro 4.11, pues el OCR encontrado en todos los ensayos realizados fue mayor que 1, esta condición indica que el suelo ha experimentado esfuerzos efectivos mayores a los que fue sometido el suelo en el ensayo. Los esfuerzos a que pudo haber estado sometido el suelo en el campo, pudieron haber sido resultado de depósitos de suelos y rocas, que fueron posteriormente erosionando en el transcurso del tiempo geológico; esta

transformación del suelo es típico del proceso de meteorización por el cual se generan los suelos lateríticos.

Venegas (2011) encontró que los suelos lateríticos de clima húmedo se comportan como normalmente consolidados. Es de esperarse que los suelos utilizados de esta investigación tengan una mayor resistencia a los utilizados por Venegas (2011), ya que se comportan como sobreconsolidados; esto se debe a que se encuentran en una zona con una precipitación más baja, además que son suelos de una formación geológica más antigua que los que se encuentran en la zona de San Carlos. Como anteriormente se menciona la península de Nicoya se considera la región más antigua del país por lo que ha experimentado mayores procesos de erosión, generando que hayan tenido que soportar cargas mayores a las que actualmente soportan en el campo.

Soncoyo tuvo un mayor esfuerzo de preconsolidación que Tules, por el motivo de que Soncoyo tiene una granulometría más gruesa que Tules, por lo que tiene una resistencia mayor, evidenciada por el número de grupo obtenido en AASTHO.

Del cuadro 4.11 se tiene que el índice de compresión tuvieron valores del orden de 10^{-1} , según Suarez (1998) los valores de este índice en suelos tropicales rondan entre 10^{-1} hasta 10^{-3} , por esta motivo se obtuvieron valores congruentes con la teoría.

En los cuadros 4.12, 4.13, se detallan los resultados obtenidos en los dos ensayos de consolidación realizados a Soncoyo y en los cuadros 4.14 y 4.15 se muestran los principales parámetros obtenidos de los ensayos realizados a Tules.

Cuadro 4.12. Resumen de resultados ensayo edométrico número 1, Soncoyo.

	Esfuerzo (kPa)	a_v (Kpa ⁻¹)	m_v (Kpa ⁻¹)	T_{90} (min)	T_{50} (min)	C_v (cm ² /min)	K (cm/s)
Día 1	20.7	1.9E-04	8.1E-05	2.3	0.5	3.3E-01	1.1E-07
Día 2	36.3	1.0E-04	4.4E-05	2.3	0.5	3.3E-01	5.7E-08
Día 3	67.7	6.3E-05	2.6E-05	2.3	0.5	3.3E-01	3.4E-08
Día 4	130.3	4.7E-05	2.0E-05	1.4	0.3	5.2E-01	4.0E-08
Día 5	255.7	3.8E-05	1.6E-05	1.0	0.2	7.5E-01	4.6E-08
Día 6	506.3	3.5E-05	1.5E-05	2.6	0.6	2.9E-01	1.7E-08
Día 7	1007.6	2.2E-05	9.1E-06	4.0	0.9	1.9E-01	6.6E-09

Cuadro 4.13. Resumen de resultados ensayo edométrico número 2, Soncoyo.

	Esfuerzo (kPa)	a_v (Kpa ⁻¹)	m_v (Kpa ⁻¹)	T_{90} (min)	T_{50} (min)	C_v (cm ² /min)	K (cm/s)
Día 1	14.6	5.1E-04	2.4E-04	20.3	4.7	3.5E-02	2.9E-08
Día 2	26.8	4.2E-04	1.9E-04	9.0	2.1	7.9E-02	5.4E-08
Día 3	51.0	3.5E-04	1.6E-04	2.3	0.5	3.2E-01	1.8E-07
Día 4	99.7	2.6E-04	1.2E-04	4.8	1.1	1.5E-01	6.4E-08
Día 5	196.6	2.7E-04	1.2E-04	6.3	1.5	1.1E-01	5.0E-08
Día 6	390.6	2.3E-04	1.1E-04	10.2	2.4	6.9E-02	2.6E-08
Día 7	776.4	1.8E-04	8.2E-05	16.0	3.7	4.4E-02	1.3E-08

Cuadro 4.14. Resumen de resultados ensayo edométrico número 1, Tules.

	Esfuerzo (kPa)	a_v (Kpa ⁻¹)	m_v (Kpa ⁻¹)	T_{90} (min)	T_{50} (min)	C_v (cm ² /min)	K (cm/s)
Día 1	20.5	1.5E-03	6.4E-04	4.0	0.9	1.8E-01	4.3E-07
Día 2	36.1	1.4E-03	6.1E-04	4.0	0.9	1.8E-01	4.1E-07
Día 3	67.2	1.1E-03	4.7E-04	7.8	1.8	9.0E-02	1.6E-07
Día 4	129.5	7.1E-04	3.1E-04	2.3	0.5	3.1E-01	3.7E-07
Día 5	254.0	4.8E-04	2.1E-04	4.0	0.9	1.8E-01	1.4E-07
Día 6	503.0	3.2E-04	1.4E-04	9.0	2.1	7.9E-02	4.1E-08
Día 7	1000.9	2.1E-04	8.9E-05	16.0	3.7	4.4E-02	1.5E-08

Cuadro 4.15. Resumen de resultados ensayo edométrico número 2, Tules.

	Esfuerzo (kPa)	a_v (Kpa ⁻¹)	m_v (Kpa ⁻¹)	T_{90} (min)	T_{50} (min)	C_v cm ² /min)	K (cm/s)
Día 1	20.7	1.6E-03	7.2E-04	10.2	2.4	6.8E-02	1.8E-07
Día 2	36.3	1.0E-03	4.3E-04	8.4	2.0	8.3E-02	1.4E-07
Día 3	67.6	8.8E-04	3.8E-04	2.3	0.5	3.1E-01	4.5E-07
Día 4	130.2	6.2E-04	2.7E-04	2.3	0.5	3.1E-01	3.2E-07
Día 5	255.4	6.7E-04	2.9E-04	2.3	0.5	3.1E-01	3.4E-07
Día 6	505.7	4.7E-04	2.1E-04	4.0	0.9	1.7E-01	1.3E-07
Día 7	1006.4	2.2E-04	9.7E-05	16.0	3.7	4.4E-02	1.6E-08

Es de esperarse que tanto en Tules como en Soncoyo se obtengan permeabilidades tan bajas por ser un suelo sobreconsolidado, pues al experimentar cargas en campo mayores a las que se le indujo en el laboratorio provocó una densificación del material por ende una reducción en los vacíos de este.

Según Townsend (1985) los valores de permeabilidad de los suelos lateríticos compactados varían de 10^{-5} cm/s hasta 10^{-8} cm/s, en este rango de valores se encuentran casi todos los valores arrojados por los ensayos de permeabilidad a excepción del valor obtenido en el último día de carga del ensayo Soncoyo 1, como se observa en el cuadro 4.12 dicho valor fue del orden de 10^{-9} cm/s. Estos datos son congruentes con el comportamiento esperado para suelos finos como los usados en esta investigación, pues se espera que tenga permeabilidades muy bajas.

De los cuadros 4.12, 4.13, 4.14 y 4.15 se tiene que los coeficientes de compresibilidad (a_v) y de compresibilidad volumétrica (m_v) no son una propiedad constante del suelo, sino un rango de pendientes obtenidas de la curva de compresibilidad de cada ensayo.

En los cuadros 4.11, 4.12, 4.13, 4.14 y 4.15 se observa que las propiedades de Soncoyo y Tules obtenidas en los ensayos de consolidación realizados tuvieron valores similares, esta tendencia se viene dando desde los ensayos de clasificación; este comportamiento ratifica que Soncoyo y Tules presentan suelos similares.

4.10. Corte directo.

Para la elaboración del ensayo de corte directo se siguió el procedimiento estandarizado por la norma ASTM D3080-11. Los especímenes utilizados fueron fabricados a partir de muestras inalteradas obtenidas a partir de tubos de pared delgada.

En la figura F.5 del apéndice F se detalla la máquina empleada para realizar el ensayo de corte, pese a que en el laboratorio hay máquinas de corte más nuevas que la utilizada no se pudieron utilizar ya que no habían sido calibradas adecuadamente al instante de la ejecución de los ensayos.

Se realizaron dos ensayos de corte uno para Soncoyo y otro para Tules, en total se ensayaron seis pastillas, tres para Soncoyo y tres para Tules, en el cuadro 4.16 se detallan los resultados de los ensayos de corte de Soncoyo y Tules y su respectivo análisis estadístico.

Cuadro 4.16. Resultados del ensayo de corte directo.

Muestra		Parámetro							
		σ_n (kPa)	S _{inicial} (%)	S _{final} (%)	e	C' (kPa)	ϕ' (°)	Cr' (kPa)	Φ_r' (°)
Soncoyo	1	200.0	64.1	100.0	1.2	23.4	25.5	19.4	26.2
	2	101.2	61.8	100.0	1.1				
	3	52.5	92.2	100.0	1.3				
Tules	1	199.1	86.9	100.0	1.3	28.4	22.8	20.1	25.0
	2	101.1	89.6	100.0	1.2				
	3	52.4	88.5	100.0	1.1				
Promedio					25.9	24.2	19.7	25.6	
Desviación estándar					3.6	1.9	0.5	0.9	

Los valores de cohesión obtenidos tanto para Soncoyo y Tules son valores altos típicos de suelos finos, Townsend (1985) comenta que las arcillas lateríticas tienen un rango de cohesión entre 0 kPa y 100 kPa. Por otro lado Suarez (1998) comenta que los valores de ángulo de fricción en suelos lateríticos rondan entre 28° a 39°, Townsend (1985) da un rango de valores de ángulo de fricción de 22.5° a 38°, como se muestra en el cuadro 4.16 el promedio para los ángulos de fricción obtenidos tanto en el punto pico como en el residual de resistencia caben dentro del rango de Townsend (1985), por lo que concuerdan con los valores esperados.

Según Head (1992), los parámetros obtenidos de resistencia al corte dependerán de las condiciones impuestas durante el ensayo y la duración del mismo, es por este motivo que la velocidad de ejecución del ensayo de corte es de vital importancia en suelos cohesivos pues debe ser lenta para permitir el drenaje durante la fase de corte.

La velocidad se obtiene a partir de la curva de consolidación del suelo, en todos los casos los resultados de velocidad fueron altos por este motivo es que se utilizó una velocidad de 0.4 mm/min, en todas las pastillas ensayadas, pues según Bardet (1997) el rango apropiado de velocidad de un ensayo de corte directo debe andar en el rango de 0.5 mm/min a 1 mm/min, sin embargo se utilizó una velocidad menor al rango, para garantizar un drenaje completo de los especímenes.

En el cuadro 4.16 se observa que tanto en Soncoyo y en Tules el ángulo de fricción pico es menor que el ángulo de fricción residual. En el caso de la cohesión es lo contrario, pues es mayor la cohesión pico que la cohesión residual en los dos casos, pese a que la teoría dicta que el ángulo residual es menor que el pico, la cohesión si mostró el comportamiento congruente con la teoría, pues los parámetros obtenidos a partir del punto pico deben ser menor que los obtenidos en el punto residual de la curva esfuerzo cortante-desplazamiento lateral.

En el apéndice F se dan los reportes de los resultados obtenidos a partir del ensayo de corte practicado a los sitios Soncoyo y Tules.

4.11. Compresión inconfiada.

El ensayo de compresión inconfiada arroja como resultado la resistencia al corte inconfiada de un suelo, la cual es un valor aproximado a la resistencia al corte no drenada. El procedimiento utilizado para ejecutar este ensayo esta estandarizado por la norma ASTM D2166-06, el cual es aplicable a suelos cohesivos o suelos cementados que conservan una fuerza intrínseca y sin una presión de confinamiento

Por cada punto de estudio se ensayaron tres especímenes, con el fin de obtener un promedio; los cuales fueron fabricados a partir de muestras inalteradas obtenidas en campo con tubos de pared delgada. Al ser una prueba de rápida ejecución se ensayaron los tres especímenes el mismo día con el fin de contar con las mismas condiciones ambientales en todos los resultados obtenidos.

Cuadro 4.17. Resumen de resultados compresión inconfiada Soncoyo.

Muestra	Saturación (%)	e	q _u (kPa)	C _u (kPa)	
Soncoyo	1	99.1	1.3	218.3	109.2
	2	98.1	1.2	222.4	111.2
	3	96.5	1.2	381.0	190.5
Promedio	97.9	1.2	273.9	137.0	
Desviación estándar	1.3	0.0	92.7	46.4	

Cuadro 4.18. Resumen de resultados compresión inconfinaada Tules.

Muestra		Saturación (%)	e	q _u (kPa)	C _u (kPa)
Tules	1	97.3	1.2	351.0	175.5
	2	100.0	1.0	268.9	134.5
	3	97.9	1.3	254.5	127.3
Promedio		98.4	1.2	291.5	145.7
Desviación estándar		1.4	0.1	52.0	26.0

Según Das (2001) los suelos con una resistencia a la compresión simple (q_u) entre 200 kPa y 400 kPa son suelos con una consistencia muy firme, este es el caso de los suelos presentes en los sitios Soncoyo y Tules, pues en los cuadros 4.17 y 4.18 se observa que el promedio de resistencia de cada sitio estuvo dentro de ese rango, esto es congruente con el hecho de que son suelos sobreconsolidados que han soportado cargas mayores a las que soportan actualmente en campo.

La variabilidad de los resultados de resistencia a la compresión, se evidencia en las desviaciones estándar mostradas en los cuadros 4.17 y 4. 18, pues Soncoyo y Tules tienen valores de desviación estándar altos, esto pudo ser ocasionado debido a que la aplicación de carga del ensayo es de manera manual, además que la velocidad de aplicación no puede ser verificada en la ejecución del mismo, por ende es muy difícil que todos los especímenes ensayados hayan sido fallados a la misma velocidad pues esta depende de la apreciación del operador del equipo.

La resistencia no drenada de un suelo se utiliza para analizar la capacidad soportante de un suelo en corto plazo, por ejemplo la estabilidad de un talud inmediatamente después de ser excavado, presas de tierra durante su proceso constructivo, presiones de tierra en muros de contención inmediatamente después de su construcción, entre otros, es por esta razón que no se calcula la cohesión residual en este ensayo ya que el objetivo del mismo es obtener la resistencia del suelo en el instante inmediato que ocurre la situación que se desea analizar.

En el apéndice G se muestran los datos que se obtuvieron en los ensayos de compresión inconfinaada.

4.12. Triaxial UU.

El ensayo triaxial UU se utiliza para determinar la relación esfuerzo de formación de un suelo bajo condiciones no drenadas; se realizaron dos ensayos uno para Tules y otro para Soncoyo, dichos siguiendo lo estipulado por la norma ASTM D2850-03; las presiones utilizadas fueron de 200 kPa, 100 kPa y 50 kPa por disposiciones del profesor director, ya que estas son las presiones típicas de un ensayo triaxial.

Los especímenes que se utilizaron fueron inalterados obtenidos a partir de muestras inalteradas de gran tamaño obtenidas en campo, pues se busca obtener la resistencia no drenada del suelo en campo. Bardet (1997) señala que los ensayos realizados con muestras remoldeadas presentan un a resistencia al corte menor que los efectuados con muestras inalateradas, por el motivo que los especímenes remoldeados presentan una rigidez menor comparada con los especímenes inalterados.

En los cuadros 4.19 y 4.20 se detalla un resumen de los resultados obtenidos en el ensayo de triaxial UU.

Cuadro 4.19. Resumen de resultados ensayo triaxil UU, sitio Soncoyo.

Muestra	Parámetro					
	Presión de cámara (kPa)	Saturación inicial (%)	Saturación final (%)	e	C (kPa)	
Soncoyo	1	200.2	81.1	79.9	1.4	69.0
	2	99.8	80.2	81.9	1.4	
	3	50.1	86.5	83.3	1.1	

Cuadro 4.20. Resumen de resultados ensayo triaxial UU, sitio Tules.

Muestra	Parámetro					
	Presión de cámara(kPa)	Saturación inicial (%)	Saturación final (%)	e	C (kPa)	
Tules	1	200.0	84.7	83.4	1.6	60.3
	2	100.0	87.9	83.6	1.6	
	3	50.0	100.0	100.0	1.2	

Pese a que la norma utilizada no obliga a que se deba saturar los especímenes, estos deben estar completamente saturados para poder realizar este ensayo ya que toda la teoría con la que se ha desarrollado es en base a suelos saturados. De los cuadros 4.19 y 4.20, se refleja

que solo una pastilla estaba completamente saturada, no se procedió a realizar la saturación por factor tiempo ya que por la baja permeabilidad que tienen estos suelos en promedio se dura un mes en el proceso de saturación.

En las figuras H.5 y H.6 del apéndice H, se observa que todos los círculos de Mohr tienen un radio distinto, pese a que la literatura dicta que la envolvente de falla en este ensayo debe ser una línea recta, esto es debido a que los especímenes ensayados no estaban completamente saturados a excepción del usado en tules con 50 kPa de presión de cámara, por este motivo los resultados obtenidos no son representativos pues la ASTM acepta ensayar especímenes a un 95% o más de saturación y solo uno de los especímenes ensayados presentaba esta condición.

Los valores de cohesión encontrados con este ensayo son menores a las encontradas con compresión inconfiada, pese a que teóricamente deberían ser iguales pues el ensayo de compresión inconfiada es una variación del triaxial UU sin presión confinante, pues a la velocidad con que se ejecuta un ensayo de compresión inconfiada no le permite al espécimen disipar la presión de poro.

Según Das (2001) la cohesión obtenida con triaxial UU es ligeramente mayor a los encontrados con compresión inconfiada, en este caso en particular no fue así, ya que se obtuvo un mayor valor de cohesión con compresión inconfiada que con triaxial UU. Por otro lado la saturación de los especímenes empleados en el ensayo de inconfiada tenían una saturación superior al 95% que la para la ASTM se consideran saturados, mientras que los especímenes utilizados en triaxial UU solo se tenía uno en esta condición. Según Suarez (1998) los suelos presentan una reducción del 50% en su resistencia cohesión al alcanzar la saturación, por lo que los valores de cohesión obtenidos con triaxial UU pueden ser más altos de lo que en realidad son.

En base a lo anterior es de esperarse que tanto en Tules como en Soncoyo se tenga una cohesión mayor por Triaxial UU que por inconfiada pero pasa lo contrario, lo que ratifica que los datos obtenidos con triaxial UU no son válidos pues no concuerdan con lo que la teoría dicta.

En este ensayo al igual que en el de compresión inconfiada, el objetivo es evaluar la respuesta del suelo a corto plazo ante una imposición de carga, es por ello que no se calcula la resistencia residual.

El tipo de falla experimentado por todos los especímenes fue plástica, esto se evidencia en las figuras H.1 y H.2 del apéndice H, que los especímenes concuerdan con la forma típica de una falla plástica presentada en la figura 3.18 (a).

4.13. Triaxial CU.

En el ejercicio de la Geotecnia los parámetros de resistencia de un suelo son vitales, ya que son los que se utilizan para el diseño de estructuras, es por ello que hay diversos tipos de ensayos para poder determinarlos; el ensayo triaxial CU es el de mediana duración de los tres tipos de triaxial existentes, es utilizado para modelar el comportamiento de un suelo a mediano plazo.

Se realizaron tres ensayos triaxiales en la investigación, uno convencional para Soncoyo y dos para Tules; de los dos ensayos realizados en Tules uno fue convencional es decir se fallaron tres pastillas y el otro fue multietapa con una sola pastilla. Al igual que en el ensayo triaxial UU se utilizaron las presiones efectivas de 50 kPa, 100 kPa y 200 kPa, pues según el profesor director estos son las más comunes utilizadas en un ensayo triaxial. En la figura I19 del anexo I, se muestra el equipo triaxial del LanammeUCR, utilizado en esta investigación.

En todos los ensayos realizados se utilizaron muestras inalteradas construidas a partir de grandes muestras inalteradas, pues estas son las que mejor representan las condiciones que tienen el suelo en campo. Head (1998) señala que las propiedades de esfuerzo deformación de los suelos son muy susceptibles a las alteraciones que pueda experimentar una muestra por este motivo este autor recomienda usar muestras inalteradas en ensayos triaxiales.

En todos los ensayos CU realizados se trató de usar las mismas presiones confinantes, y la misma velocidad de falla, dicha fue de 0.002 mm/min, para poder efectuar comparaciones y un análisis estadísticos de los resultados obtenidos en los distintos ensayos pues según Head (1992) los valores de resistencia al corte obtenidos en laboratorio dependen en gran medida de las condiciones en las que se llevó a cabo el ensayo, por ende resultados obtenidos bajo

condiciones distintas van a arrojar resultados distintos y a su vez van a otorgarle una variable más a los datos que pudo ser contralada en el ensayo.

En los siguientes cuadros se resumen los resultados obtenidos en los ensayos de triaxial CU realizados.

Cuadro 4.21. Resumen de propiedades de las pastillas utilizadas en los ensayos de triaxial CU.

Muestra		Parámetro Resumen de parámetros de pastillas			
		Saturación inicial (%)	Saturación final (%)	e	B de Skempton
Soncoyo	1	80.1	91.2	1.2	97%
	2	48.5	94.1	1.2	100%
	3	78.1	83.6	1.2	91%
Tules	1	91.6	98.1	1.6	97%
	2	88.0	91.9	1.6	100%
	3	95.4	94.9	1.5	94%
Tules M	M	83.6	100.0	1.1	93%

Cuadro 4.22. Resumen de los parámetros totales obtenidos de triaxial CU, obtenidos en el punto pico.

Muestra		Parámetros Pico totales			
		σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	C(kPa)	φ (°)
Soncoyo	1	137.7	49.3	24.8	13.0
	2	210.0	100.7		
	3	373.4	200.6		
Tules	1	156.4	50.1	22.0	18.0
	2	204.6	100.3		
	3	421.3	188.8		
Tules M	1	175.4	50.4	28.6	18.0
	2	264.0	100.3		
	3	463.1	200.1		
Promedio			25.1	16.3	
Desviación estándar			3.3	2.9	

Cuadro 4.23. Resumen de los parámetros efectivos obtenidos de triaxial CU, obtenidos en el punto pico.

Muestra	Parámetros pico efectivo				
	σ_1' (kPa)	σ_3' (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	
Soncoyo	1	94.1	5.7	30.6	17.0
	2	161.2	51.8		
	3	276.6	103.9		
Tules	1	123.9	17.6	27.2	24.0
	2	150.3	45.9		
	3	344.6	112.1		
Tules M	1	175.4	50.4	21.3	22.0
	2	255.3	91.7		
	3	426.9	163.9		
Promedio			26.4	21.0	
Desviación estándar			4.7	3.6	

Cuadro 4.24. Resumen de los parámetros totales residuales obtenidos de triaxial CU.

Muestra	Parámetros residuales totales				
	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	Cr(kPa)	ϕ_r (°)	
Soncoyo	1	107.3	49.3	9.7	14.0
	2	178.4	100.7		
	3	359.6	200.6		
Tules	1	156.4	50.1	22.8	18.0
	2	202.0	100.3		
	3	416.9	188.8		
Promedio			16.2	16.0	
Desviación estándar			9.2	2.8	

Cuadro 4.25. Resumen de los parámetros efectivos residuales obtenidos de triaxial CU.

Muestra		Parámetro residuales efectivos			
		σ_1' (kPa)	σ_3' (kPa)	Cr' (kPa)	ϕ_r' (°)
Soncoyo	1	72.8	14.7	13.8	26.0
	2	98.9	21.2		
	3	231.9	72.9		
Tules	1	123.9	17.6	28.7	22.0
	2	154.2	52.4		
	3	346.9	118.8		
Promedio			21.2	24.0	
Desviación estándar			10.5	2.8	

Del cuadro 4.21 se puede inferir que la saturación final de la muestra no coincide con el parámetro B de Skempton, esto puede ser causado en la etapa de consolidación, pues al permitir el drenaje de la muestra, esta pudo perder la humedad alcanzada durante el proceso de saturación, pues en la falla no se permitió el drenaje de la pastilla.

Black & Lee (1973) señalan que es casi imposible en suelos rígidos obtener un $B=100\%$ inclusive cuando la saturación es de un 100%, de los resultados de compresión inconfiada se obtuvo que tanto Soncoyo y Tules son suelos muy duros por lo que aplica esta observación, por este motivo es que se decidió iniciar la falla de algunos especímenes con un B de Skempton menor al 95% que exige la norma.

Otro motivo por el cual se fallaron muestras con un parámetro B menor al pedido por la norma fue por el tiempo duraba al saturar los especímenes, pues en promedio fue de un mes; la larga duración de la saturación es ocasionada por la baja permeabilidad que poseen los suelos ensayados; Black & Lee (1973) afirman el tiempo en que dura una muestra en saturar depende tanto de la permeabilidad como de la difusión del aire que contenga la muestra dentro del agua que pasa a través del espécimen.

Black & Lee (1973) manifiestan que el tiempo en que tarda una muestra en estar completamente saturada varía entre varias horas a varias semanas, por lo que la duración de un mes que se tuvo en la ejecución de los ensayos estuvo dentro de este rango, que se considera normal.

La obtención del parámetro B de Skemton se hizo aumentando 10 kPa y no 70 kPa como lo dicta la norma, pues según Bardet (1997) el incremento de presión debe ser máximo 10 kPa para evitar una consolidación temprana en la muestra parcialmente saturada, por este motivo no se siguió la recomendación de la norma en la obtención del parámetro B.

Moreira (2013), señala que los resultados obtenidos mediante un ensayo CU multietapa son equiparables a los resultados arrojados por un ensayo convencional, esto muestra en los cuadros 4.22 y 4.23 que para el sitio Tules los resultados arrojados por el método multietapa son similares a los obtenidos con el método tradicional de tres especímenes. La desventaja de usar la técnica multietapa es que no se puede obtener resultados en el punto de resistencia residual por el motivo que el espécimen solo se falla en la etapa final de carga.

Las envolventes de falla se detallan en las figuras I.7 hasta I.16 del apéndice I, en dichas figuras se observa que las envolventes de falla efectivas son mayores que las envolventes de falla totales, tanto en los puntos pico y residual de resistencia, esta tendencia es típica de un ensayo triaxial CU y evidencia que el esfuerzo desviador durante la ejecución del ensayo sobrepasó el esfuerzo de preconsolidación del suelo, pues el suelo se comportó como un suelo normalmente consolidado durante la aplicación de carga.

En las figuras I.1, I.3 e I.5 se detalla la trayectoria de esfuerzos efectivos hasta la falla de Soncoyo y Tules respectivamente, en las tres envolventes de estos gráficos se observa un cambio de pendiente que es típico en un ensayo triaxial CU en el cual se ha sobrepasado el esfuerzo de preconsolidación del suelo, lo que es concordante con lo observado en los círculos de Mohr, además en dichas trayectorias se evidencia la similitud con el suelo tipo B y C de la figura 3.19, ya que según Wesley (2009) estos son las formas típicas de una trayectoria de esfuerzo en ensayo triaxial CU realizado en suelos tropicales sobreconsolidados.

Las envolventes de fallas se modelaron con una línea recta, pese a esta se observa en las figuras I.7 hasta I.16 del apéndice I que dicha recta no es tangente a los tres círculos, Suarez (1998) propone que la envolvente real de falla en suelos tropical es una curva, pese a esta propuesta se utilizó la envolvente recta para modelar la falla, ya que es la usada por la teoría de Mohr-Coulumb

Según Townsend (1985) los suelos lateríticos de grano fino tienen valores de cohesión entre 0 kPa y 40, por lo que los resultados de cohesión tanto total como efectiva obtenidos en esta investigación se sitúan dentro de este rango.

Según Suarez (1998) los valores de ángulo de fricción en suelos lateríticos se encuentran entre 28° a 39°, Townsend (1985) da un rango de valores de ángulo de fricción de 22.5° a 38°, pese a que los resultados encontrados de ángulo de fricción en Tules y Soncoyo no están dentro de este rango, no se invalidan pues estos autores no especifican la norma utilizada ni en el ensayo con que los obtuvieron, aparte ninguno de estos dos autores comenta si los resultados obtenidos son efectivos o totales.

Venegas (2011) encontró a partir del ensayo triaxial CU, que los suelos lateríticos de San Carlos tienen cohesión nula, esto es coherente con lo obtenido en el ensayo de consolidación, puesto que los suelos del norte de la península de Nicoya poseen una resistencia mayor a los utilizados por Venegas (2011). Esto se debe a que la Zona Norte posee un régimen de precipitación mayor a la zona de la península de Nicoya. Según Suárez (1998) la cohesión disminuye hasta un 50 % en zonas tropicales debido a la humedad, por este motivo es que entre más precipitación experimente un suelo en campo menor será su resistencia al corte.

4.14. Resumen de resultados

Cuadro 4.26. Resumen de resultados.

Resumen de parámetros geotécnicos				
Tipo de ensayo	Parámetro Geotécnico	Tules	Soncoyo	Delicias
Clasificación de Suelos	Límite Líquido (%)	82	79	50
	Límite Plástico (%)	47	41	32
	Índice de Plasticidad (%)	35	38	17
	Gravedad Específica (GS)	2.69	2.68	2.64
	% grava	2.7	0.7	2.3
	% de arena	5.5	14.8	34.6
	% Pasando Malla 200	91.8	84.5	63.2
	% de partículas < 0.002 mm	61.4	51.5	22.4
	SUCS	MH-Limo elástico	MH-Limo elástico	ML-Limo arenoso
	AASHTO	A-7-5 (43)	A-7-5 (39)	A-7-5 (11)
Compactación	Densidad máxima seca (kg/m ³)	1214	1262	-
	Humedad óptima (%)	41%	36%	-
Deformabilidad	σ_{pc} (kPa)	150.0	215.0	-
	OCR	9.0	12.6	-
Corte Directo	C' (kPa)	28.4	23.4	-
	ϕ' (°)	22.8	25.5	-
	C_r' (kPa)	20.1	19.4	-
	ϕ_r' (°)	25.0	26.2	-
Compresión Inconfinada	q_u (kPa)	291.5	273.9	-
	C_u (kPa)	145.7	137.0	-
Triaxial CU	C (kPa)	25.1		-
	ϕ (°)	16.3		-
	C_r (kPa)	16.2		-
	ϕ_r (°)	16.0		-
	C' (kPa)	26.4		-
	ϕ' (°)	21.0		-
	C_r' (kPa)	21.2		-
	ϕ_r' (°)	24.0		-

En el cuadro anterior se evidencia la similitud en los resultados de gravedad específica, granulometría límites de consistencia, clasificación SUCS y AASHTO para los suelos de Tules Soncoyo, además de esto los resultados de humedad óptima y densidad máxima seca son muy parecidos para ambos suelos por lo que todos estos resultados se puede concluir que Tules y Soncoyo son suelos muy similares.

Delicias con su coloración negra, granulometría más gruesa y plasticidad más baja a la que se presentan los suelos rojizos encontrados en los sitios Tules y Soncoyo respalda la suposición de que Delicias no es un suelo laterítico, pues la principal premisa es que estos suelos son de coloración rojiza, además según Bogantes (2002) los suelos lateríticos costarricenses tienen límites líquidos superiores al 70% por lo que Tules y Soncoyo si clasifican como lateríticos según este autor y contundentemente Delicias con un límite líquido de 50% no cabe en este rango, por otro lado este mismo autor afirma que los suelos lateríticos nacionales comúnmente clasifican como MH, por lo que Delicias tampoco cumple esta suposición, mientras Tules y Soncoyo sí.

En el análisis de mineralógico que se le efectuó a los suelos en estudios se evidenció que Soncoyo y Delicias presentan minerales distintos, por ende provienen de rocas madres distintas, lo que comprueba aún más los resultados obtenidos en los ensayos de clasificación.

Con base en los resultados obtenidos anteriormente se puede afirmar que Tules y Soncoyo si clasifican como suelos lateríticos y Delicias no.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones.

Al concluir el análisis de los resultados de los distintos ensayos de laboratorio necesarios para la caracterización de la deformabilidad y resistencia de los suelos lateríticos del norte de la península de Nicoya se llegó a las siguientes conclusiones:

1. La zona norte de la península de Nicoya presenta a las condiciones óptimas para el desarrollo de suelos lateríticos: altas temperaturas, topografía ondulada que favorecen el drenaje, una marcada época seca y lluviosa. Siendo las laderas de los cerros donde comúnmente se encuentran las lateritas ya que se debe dar una oscilación del nivel freático para que se puedan formar, por ende en las llanuras es poco probable que se dé su formación. Lo anterior se reflejó en los puntos de muestreo, ya que Tules y Soncoyo resultaron ser suelos lateríticos; estos provenían de las laderas de un cerro, mientras Delicias que resultó no ser laterítico, provenía de un terreno con muy poca pendiente, lo cual es desfavorable con la formación de lateritas.
2. Por lo obtenido en los ensayos de granulometría, límites de consistencia, consolidación, Próctor estándar, corte directo y clasificación SUCS, se concluye que los suelos que hay en Soncoyo y Tules tienen propiedades de deformabilidad y resistencia muy parecidas, además que por su coloración rojiza y los minerales obtenidos en el ensayo de difracción de rayos X del sitio Soncoyo, se concluye que tanto Soncoyo como Tules son suelos lateríticos de clima seco.
3. La granulometría de un suelo no es importante solo para la clasificación de este, también funciona como parámetro comparativo entre el grado de meteorización física de los suelos tropicales, puesto que entre más fina sea la granulometría de un suelo mayor grado de meteorización tendrá por el motivo de haber experimentado un proceso de erosión mayor. Un ejemplo claro es la comparación entre Tules y Soncoyo, pues los dos son suelos muy parecidos en sus características geomecánicas, pero por su granulometría se deduce que Tules es un suelo mucho más meteorizado que Soncoyo.
4. El régimen de lluvias que experimenta en campo un suelo afecta la resistencia de este, puesto que los suelos lateríticos de clima seco tienen una mayor resistencia que

los suelos lateríticos de clima húmedo. Esta tendencia se evidencio en los resultados de los ensayos de consolidación y triaxial CU, puesto que se obtuvieron valores mayores de cohesión y esfuerzo de preconsolidación que los obtenidos por Venegas (2011).

5. La humedad óptima de compactación se puede sobrepasar en campo en la época lluviosa, puesto que para Soncoyo fue de un 36 % y un 41 % y se encontró que estos suelos llegan a tener más de un 75% de humedad natural en época lluviosa y menos de 35 % en la época seca.
6. La permeabilidad influye directamente en el tiempo de saturación de las pastillas en la máquina triaxial, puesto que se tuvieron permeabilidades del orden de 10^{-8} cm/ s en el ensayo de consolidación y una duración de saturación de 1 mes por pastilla en promedio.
7. Con base en lo obtenido en el ensayo de difracción de rayos X, y el ensayo de límites de Atterberg, se puede concluir que la obtención de los minerales mediante la cartilla de plasticidad no aplica para los suelos estudiados, pues no arroja resultados correctos.
8. Los suelos lateríticos son muy susceptibles a la manipulación, pues los porcentajes pasando la malla No. 200 obtenidos en la granulometría por lavado fueron mayores que por el método del hidrómetro, además del alto grado de dificultad que se tiene en el muestreo en campo y el moldeo de muestras inalteradas.
9. Los suelos lateríticos encontrados en la zona de estudio son de alta resistencia y poca deformabilidad, por tener valores altos de resistencia a la compresión simple y OCR.
10. Las propiedades de geomecánicas encontradas para los suelos lateríticos analizados fueron las siguientes:
 - límite plástico de (44 ± 4) % y un límite líquido de (81 ± 2) %.
 - porcentaje de humedad óptimo entre 36 % y 41 % y una densidad máxima seca entre (1214.0 ± 2.0) kg/m³ y (1262.0 ± 5.2) kg/m³.
 - esfuerzo de preconsolidación entre (150 ± 14.1) kPa y (215.0 ± 21.2) kPa y un OCR entre 9.0 y 12.6
 - cohesión efectiva drenada en el punto pico de resistencia del suelo entre 23.4 kPa y 28.4 kPa y ángulo de fricción efectiva drenada en el punto pico de resistencia del suelo entre 22.8° y 25.5°.

- cohesión efectiva drenada en el punto residual de resistencia del suelo entre 19.4 kPa y 20.1 kPa y ángulo de fricción efectiva drenada en el punto residual de resistencia del suelo entre 25.0° y 26.2° obtenidos a partir de dos ensayos de corte directo.
- Resistencia al a compresión simple promedio entre (273.9 ± 92.7) kPa y (291.5 ± 52) kPa.
- Cohesión total no drenada en el punto pico de resistencia del suelo de (25.1 ± 3.3) kPa y ángulo de fricción efectiva no drenada en el punto pico de resistencia del suelo de (16.3 ± 2.9) °.
- Cohesión efectiva no drenada en el punto pico de resistencia del suelo de (26.4 ± 4.7) kPa y un ángulo de fricción efectiva no drenada en el punto pico de resistencia del suelo de (21.0 ± 3.6) °.
- Cohesión total no drenada en el punto residual de resistencia del suelo entre 9.7 kPa y 22.8 kPa y ángulo de fricción efectiva drenada en el punto residual de resistencia del suelo entre 14° y 18°.
- Cohesión efectiva no drenada en el punto residual de resistencia del suelo entre 13.8 kPa y 28.7 kPa y ángulo de fricción efectiva drenada en el punto residual de resistencia del suelo entre 22.0° y 26.0°.

5.2. Recomendaciones.

Se enumeran las recomendaciones que surgieron a partir de la ejecución de esta investigación:

1. En Guanacaste no se debe muestrear en la época seca, pues el bajo contenido de humedad en las muestras inalteradas ocasiona que sean muy difíciles de moldear, además de que por estar tan secas se vuelven muy frágiles y quebradizas por lo que su manejo se debe hacer con extremo cuidado para evitar que las muestras se desmoronen. Otro motivo por el cual es preferible no muestrear en verano es la baja saturación que tiene el suelo, por ende se va a durar mucho más tiempo saturando las muestras en el laboratorio en comparación de un a muestra obtenida en invierno.
2. Se debe procurar obtener muestras inalteradas lo más grande posible, pues se agota mucho material en la fabricación de los especímenes inalterados.
3. En la manera de lo posible se debe evitar utilizar muestras remoldeadas, ya que los suelos tropicales son muy susceptibles a la manipulación y por ende entre menos se

manipule una muestra más representativa de las condiciones que tenga el suelo en campo será.

4. Para clasificar un suelo se debe utilizar los porcentajes pasando la malla No. 200 más altos que se obtengan por cualquier procedimiento, ya que es el método más seguro, pues entre más fino menor resistencia este tendrá, por lo que se evita tener expectativas más altas del desempeño del suelo en un diseño, especialmente en el de carreteras.
5. La humedad óptima de compactación es mayor a la que presenta el suelo en verano e inferior a la que estos tienen en invierno, por ende se debe se debe tratar de realizar las labores de compactación en la estación seca, de no ser posible se deben de tomar las medidas necesarias para eliminar el exceso de humedad del material.
6. Mejorar el detalle del mapa de zonificación geotécnica de la Hoja Nicoya del Código de Cimentaciones (2009), ya que este mapa es de gran ayuda a los ingenieros pues da una idea de los suelos a encontrar en el campo y de los posibles problemas que estos puedan generar.
7. Para los suelos residuales susceptibles a la manipulación, como los lateríticos se debe ser muy cuidadoso en el muestreo, transporte y almacenamiento de las muestras tanto alteradas como inalteradas, ya que un mal manejo de las mismas puede inducir a resultados erróneos. Cuando las muestras inalteradas son almacenadas en bolsas o sacos no se deben estibar, ya que se puede afectar su estructura.
8. El ensayo de Triaxial CU multietapa arroja resultados muy parecidos a los del ensayo convencional (3 muestras). Sin embargo, no es posible obtener la resistencia residual del suelo en un ensayo multietapa por el motivo de que la falla se da hasta en la última etapa, por ende no se debería utilizar en donde el parámetro geomecánico de diseño sea la resistencia residual.
9. Se debe promover a nivel de país la creación de una normativa nacional que considere los suelos que tenemos en el país, pues las normas ASTM son desarrollados con suelos no tropicales por ende muchas veces su aplicación es cuestionable a los suelo tropicales.
10. Se debe seguir investigando a los suelos los diversos tipos de suelos que hay en el país, tanto en sus propiedades geomecánicas como su mineralogía. Por ejemplo la

aplicabilidad de ensayos multietapa en suelos lateríticos, el porcentaje de saturación del suelo al llegar al alcanzar parámetros B de Skempton cercanos al 95%.

CAPÍTULO 6. BIBLIOGRAFÍA.

American Society of Testing and Materials. (2010). *ASTM D854-10 Standard test methods for specific gravity of soils by wáterpicnometer*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials.(1985). *ASTM D421-85 (reapproved 2007) Standard practice for dry preparations of soil samples for particle-size analysis and determination of soil constants*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of testing and Materials. (2014). *ASTM D4220-14 Standart practices for preserving and transporting soil samples*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (1963). *ASTM D422-63 (reapproved 2007) Standard test method for particle-size analysis and determination of soils*. . Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (2008). *ASTM D1587-08(reapproved 2012) Standart practices for thin walled tube sampling of soils for geotechnicals purposes*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (2004). *ASTM D6913-04 (reapproved 2008) Standard test methods for particle-size analysis of soils using sieve analysis*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (2010). *ASTM D4318-10 Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils*. . Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (2012). *ASTM D698-12 Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (2011). *ASTM D2435-11 Standard test methods for one dimensional consolidation properties of soils using incremental loadings*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (2011). *ASTM D3080-11 Standard test methods for direct shear test of soils under consolidated drained conditions*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (2003). *ASTM D2850-03 (reapproved 2008) Standard test methods for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (2011). *ASTM D4767-11 Standard test methods for consolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (2006). *ASTM D2166-06 Standard test methods for unconfined compressive strength of cohesive soils*. Estados Unidos ASTM Internacional.

American Society of Testing and Materials. (2013). *ASTM E11-13 Standard test methods for woven wire test sieve cloth and and test sieve*. Estados Unidos ASTM Internacional.

Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). *Código de cimentaciones de Costa Rica*. San José, Costa Rica: Editorial Tecnológica.

Bogantes et all. (2002). *Zonificación geotécnica general de costa rica considerando elementos edáficos y climáticos. Memoria del VIII encuentro del seminario nacional de Geotecnia y III encuentro centroamericano de geotecnistas*. Asociación costarricense de Geotecnia: San José, Costa Rica.

Bardet ,J.P. (1997). *Experimental Soil mechanics*. New Jersey, USA: Prentice hall.

Black, D & Lee, K (1973). *Saturating laboratory samples by back pressure*. Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 2, pp. 75-93.

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2014). *Estadísticas de la construcción 2013*. San José, Costa Rica. Recuperado de:

http://www.cfia.or.cr/descargas_2014/estadisticas/Estadisticas_2013.pdf

Cordero Sandí, M. (2012) *Guía de Laboratorio Mecánica de Suelos I*. Montes de Oca, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.

Craig, R. F. (2004). *Craig's soil mechanics*. New York: Spon Press.

Denyer, P & Arias, O. (1993). *Geología del norte de la Península de Nicoya. Revista Geológica de América Central*, 1(16), 69-84.

Denyer, P & Kussmaul, S. (2000). *Geología de Costa Rica*. San José, Costa Rica: Editorial Tecnológica.

Dondoli, C. (1970) *Localización de un horizonte laterítico bauxítico en la zona de Paraíso de Cartago*. (Informe numero 36). San José, Costa Rica: Ministerio de Industria y Comercio, Dirección de geología y Minas.

Fernández Castro, M. (1962). *Notas Geológicas sobre los depósitos de laterita y bauxita de Costa Rica*. Montes de Oca, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.

Head, K. M.(2006). *Manual of soil laboratory testing, volume 1*. Gateshead:Whittles Publising.

Head, K. M.(1992). *Manual of soil laboratory testing, volume 2*. Londres:Pentech press.

Head, K. M (1998). *Manual of soil laboratory testing, volume 3*. Londres:Wiley & sons.

Holtz, R & Kovacs, W. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. New Jersey: Prentice Hall.

Instituto meteorológico nacional. (2014). *Atlas climatológico de Costa Rica*. San José, Costa Rica. Recuperado de: http://www.imn.ac.cr/mapa_clima/interactivo/index.html

Instituto meteorológico nacional. (2014). *Clima en Costa Rica, Pacífico Norte*. San José, Costa Rica. Recuperado de: http://www.imn.ac.cr/educacion/climacr/pacifico_norte.html

Instituto geográfico nacional. (1973). *Hoja Dirriá, escala 1:50000*. San José, Costa Rica.

Instituto geográfico nacional. (1973). *Hoja Villareal, escala 1:50000*. San José, Costa Rica.

Just, E. (1962). *Informe sobre las posibilidades de explotación de las lateritas bauxíticas de Costa Rica*. (Informe numero 1). San José, Costa Rica: Ministerio de Industria y Comercio, Dirección de geología y Minas.

Kennedy, J. B. & Neville, A.M. (1982). *Estadística para ciencias e ingeniería*. Mexico:Harper and Row latinoamericana.

- Malavassi, L. & Fernández Castro, M. (1962) *Notas Geológicas sobre los depósitos de laterita y bauxita localizados en Costa Rica*. (Informe numero 10). San José, Costa Rica: Ministerio de Industria y Comercio, Dirección de geología y Minas.
- Miranda García, K. (2012) *Análisis del método energético como opción para determinar el esfuerzo de preconsolidación de un suelo*. Informe de trabajo final de graduación para optar por el grado licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Moreira Umaña, A. (2013) *Implementación de la técnica multietapa en el ensayo de compresión triaxial*. Informe de trabajo final de graduación para optar por el grado licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Payahuala, M & Dörner, J. (2009). *Determinación de la capacidad soportante de un andisol por medio de dos métodos gráficos*. Agrosur, 37(3), 220-231. Recuperado de: <http://mingaonline.uach.cl/pdf/agrosur/v37n3/art06.pdf>
- Saézn Maroto, A. (1983). *Lateritas y suelos lateríticos en Costa Rica*. Montes de Oca, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Sandoval, L. (1969) *Posibilidades mineras de Costa Rica*. (Informe numero 32). San José, Costa Rica: Ministerio de Industria y Comercio, Dirección de geología y Minas.
- Salas Alvarado, L. (2012) *Notas de Clase Mecánica de Suelos I*. Montes de Oca, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Salas Alvarado, L. (2012) *Notas de clase de Geotecnia*. Montes de Oca, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Salas Alvarado, L. (2013). *Geomecánica aplicada: deformación, esfuerzos y resistencia del suelo*. San José: Editorial Universidad de Costa Rica.
- Salas Alvarado, L. (2013). *Geomecánica básica: fundamentos sobre mecánica de suelos*. San José: Editorial Universidad de Costa Rica.
- Suarez Díaz, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Colombia: Instituto de investigaciones en erosión y deslizamientos.

Townsend, F (1985). *Geotechnical characteristics of residual soils*. Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 2, pp. 77-94.

Valerio Salas, O. (2003) *Evaluación del método de aislamiento de humedad para estructuras livianas y caracterización geotécnica de las arcillas*. Informe de trabajo final de graduación para optar por el grado licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Vargas Díaz, C. (2012). *Efecto del remoldeo en las propiedades físico-mecánicas de los suelos típicos de la gran área metropolitana*. Informe de trabajo final de graduación para optar por el grado licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Vargas Monge, W. (2009) *Notas de Clase Mecánica de Suelos I*. Montes de Oca, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.

Venegas Díaz, D. (2011) *Caracterización de la deformabilidad y resistencia de suelos lateríticos en tres puntos de la nueva carretera San Ramón- San Carlos*. Informe de trabajo final de graduación para optar por el grado licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Wesley, L. (2009) *Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils*. New Jersey, USA: John Wiley and sons.

APÉNDICES

Apéndice A. Resultados granulometría.

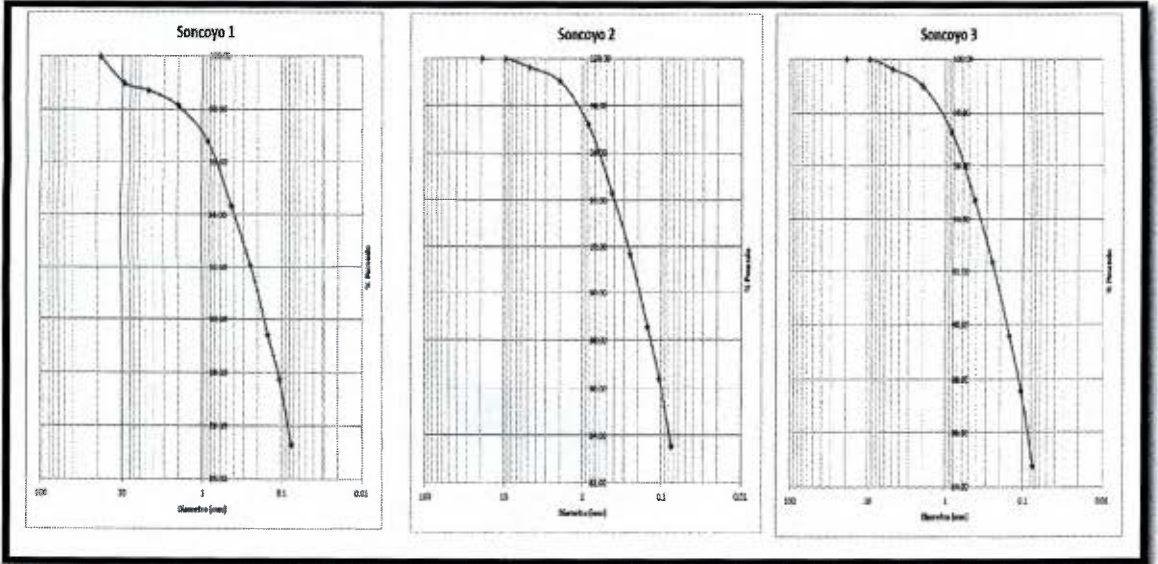


Figura A.1. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por tamizaje, sitio Soncoyo.

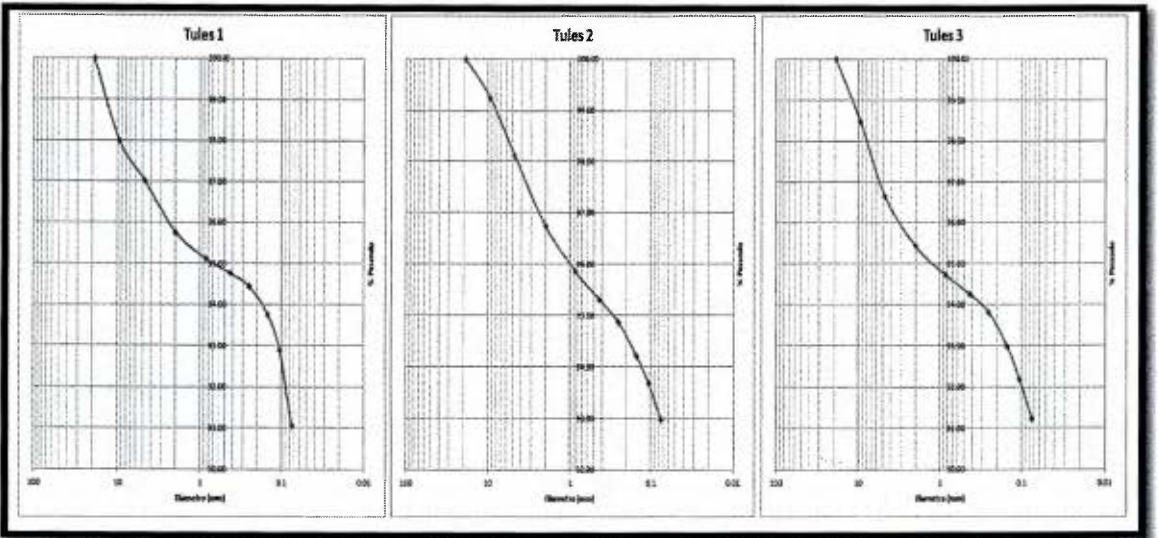


Figura A.2. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por tamizaje, sitio Tules.

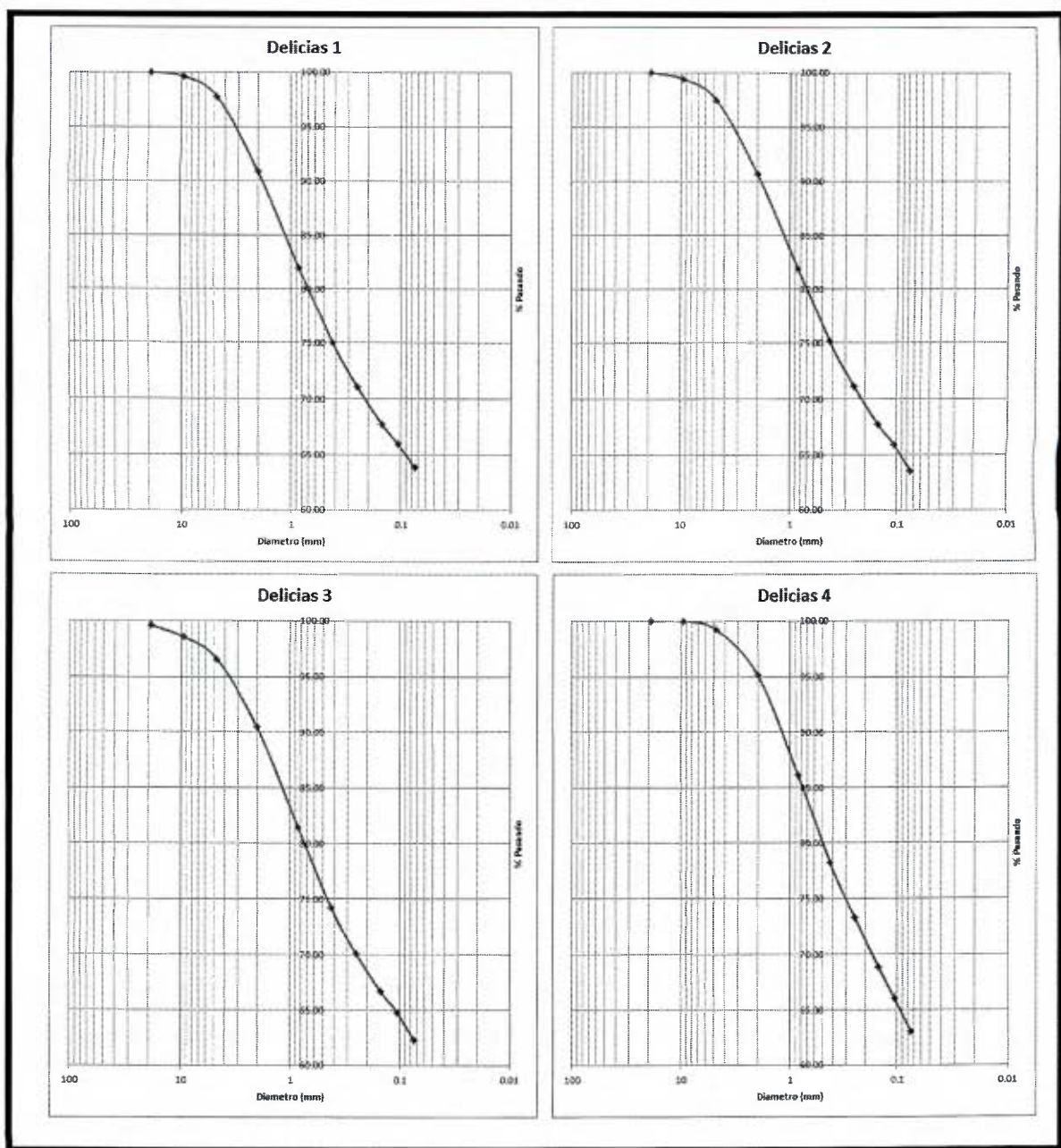


Figura A.3. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por tamizaje, sitio Delicias.

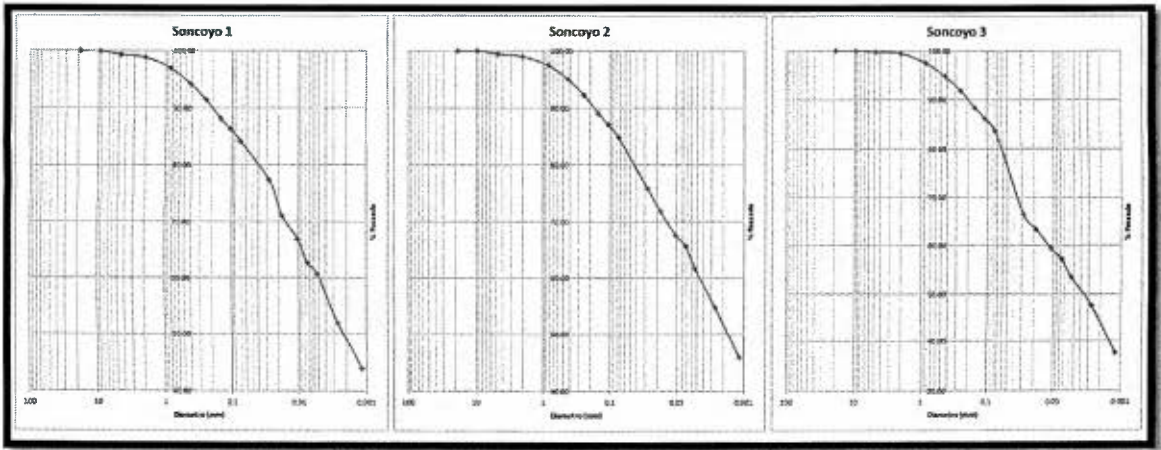


Figura A.4. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por hidrómetro, sitio Soncoyo.

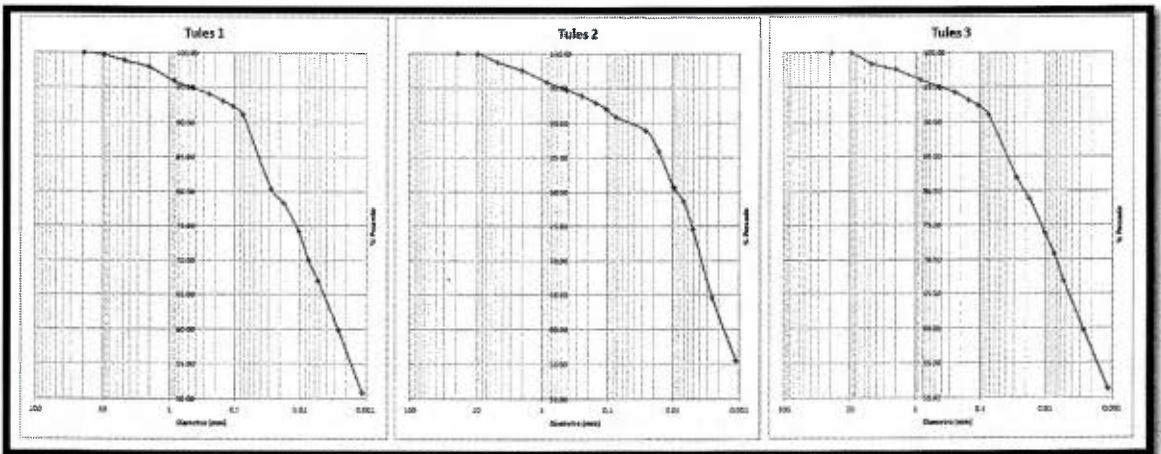


Figura A.5. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por hidrómetro, sitio Tules.

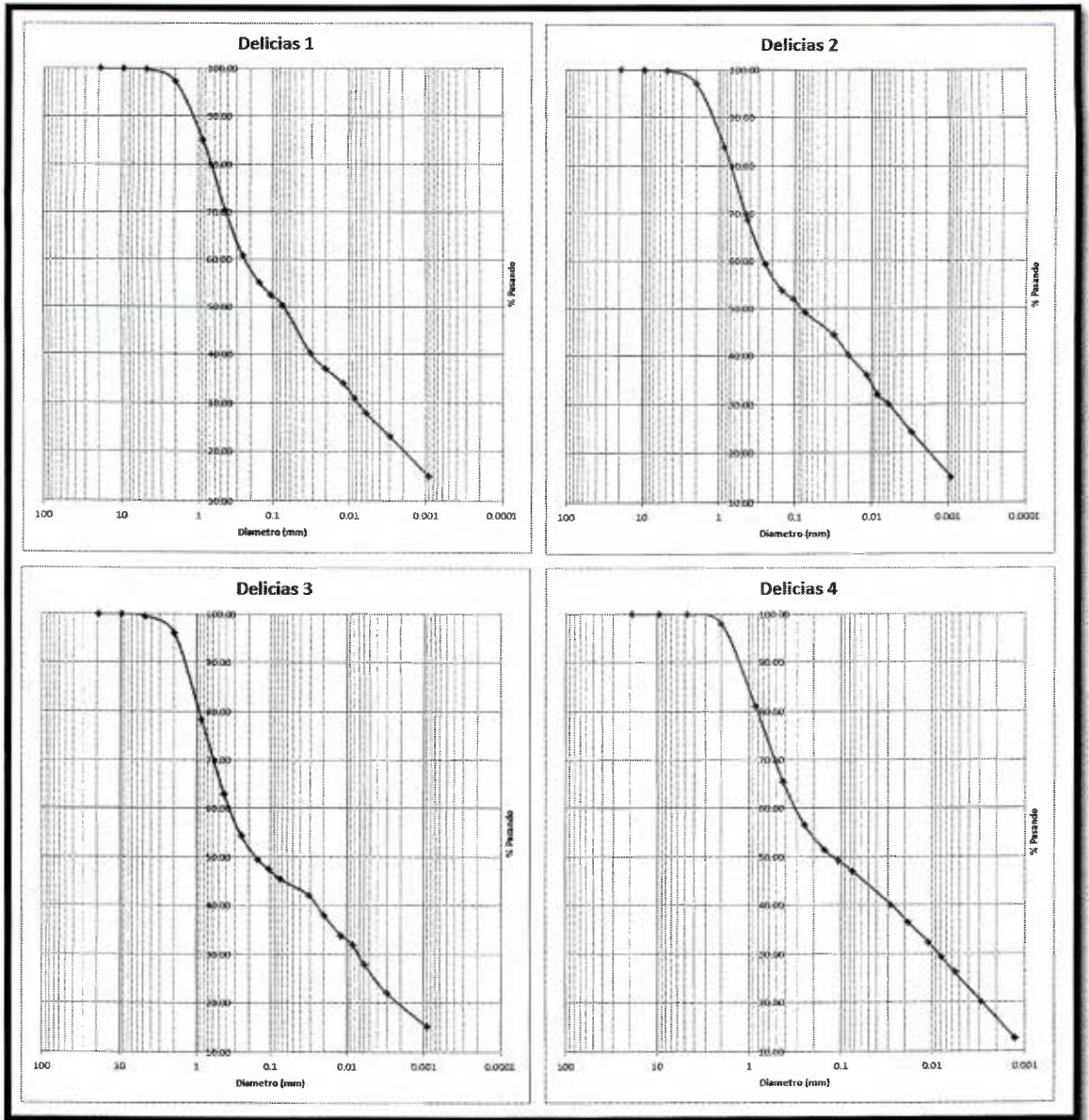


Figura A.6. Curvas granulométricas ensayo obtenidas por hidrómetro, sitio Delicias.

Apéndice B. Límites de Atterberg.

Cuadro B.1. Resumen de resultados límites de Atterberg Soncoyo.

Límites Soncoyo			
	LL	LP	IP
1	78.5	41.0	37.5
2	76.6	40.3	36.4
3	82.8	41.9	40.9
Promedio	79.3	41.1	38.3
Desviación estándar	3.2	0.8	2.4

Cuadro B.2. Resumen de resultados límites de Atterberg Tules.

Límites Tules			
	LL	LP	IP
1	78.7	48.5	30.2
2	83.6	47.0	36.6
3	83.4	44.2	39.3
Promedio	81.9	46.6	35.3
Desviación estándar	2.8	2.2	4.7

Cuadro B.3. Resumen de resultados límites de Atterberg Delicias.

Límites Delicias			
	LL	LP	IP
1	50.0	32.2	17.8
2	49.6	33.6	16.0
3	49.5	31.3	18.2
Promedio	49.7	32.4	17.3
Desviación estándar	0.3	1.2	1.2

Apéndice C. Caracterización mineralógica.



Figura C.1. Equipo de difracción de rayos X utilizado en esta investigación.

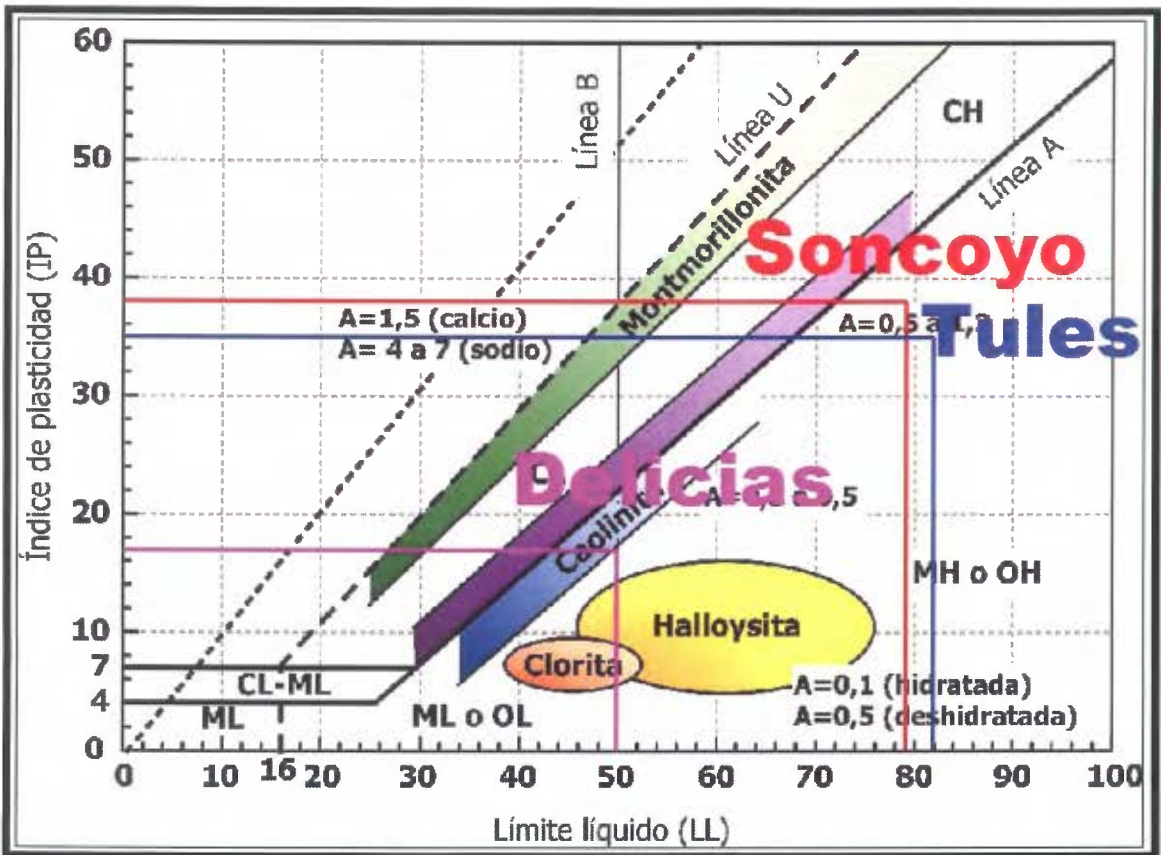


Figura C.2. Ubicación de los minerales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande.

Fuente: Salas, 2013.

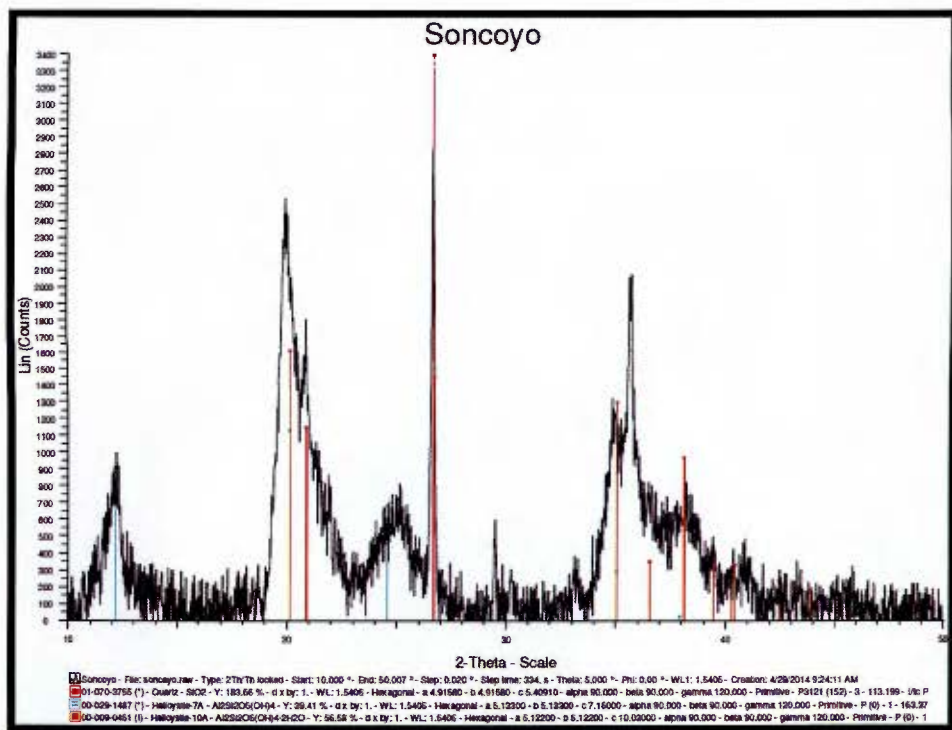


Figura C.3. Difractograma de rayos X del sitio Soncoyo.

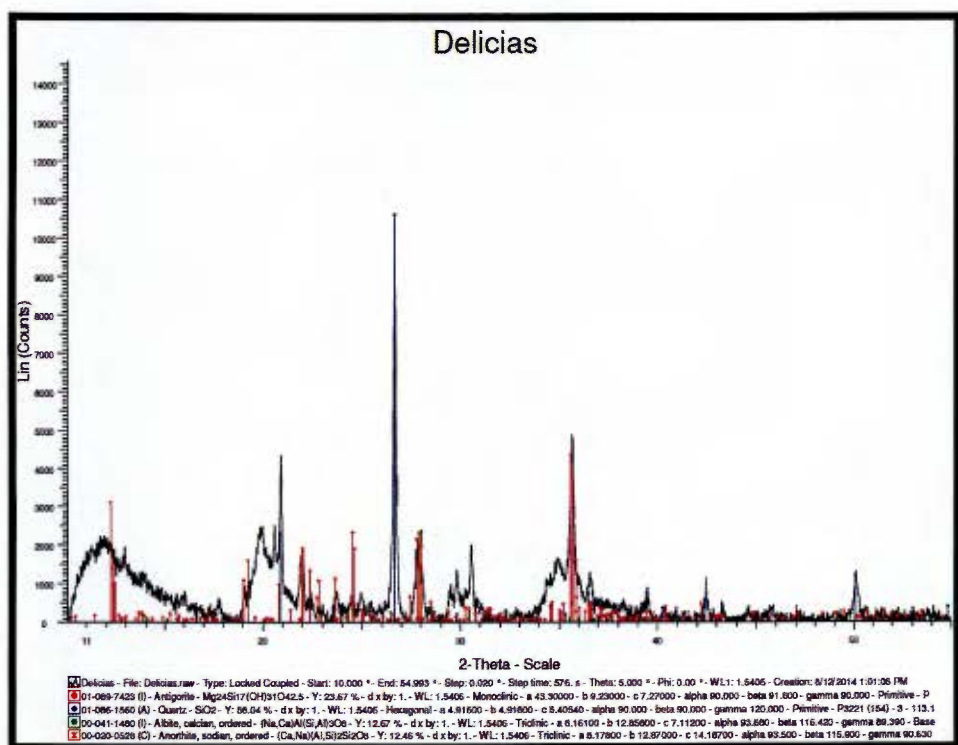


Figura C.4. Difractograma de rayos X del sitio Delicias.

Apéndice D. Curvas de compactación.

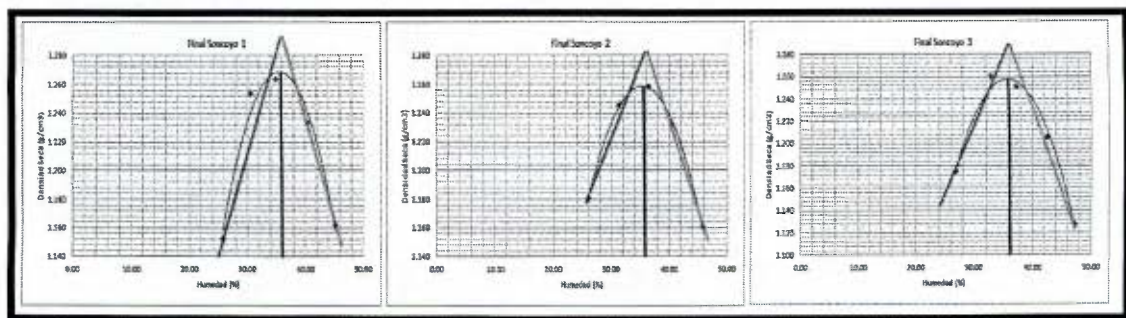


Figura D.1. Curvas de compactación Soncoyo.

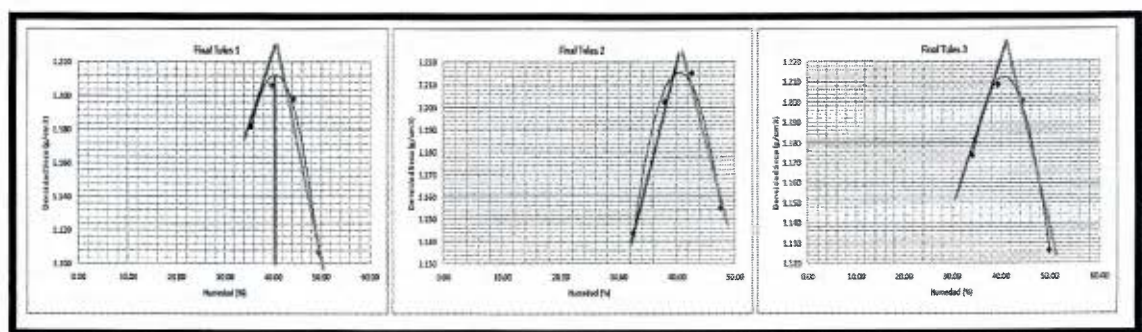


Figura D.2. Curvas de compactación Tules.

Apéndice E. Consolidación

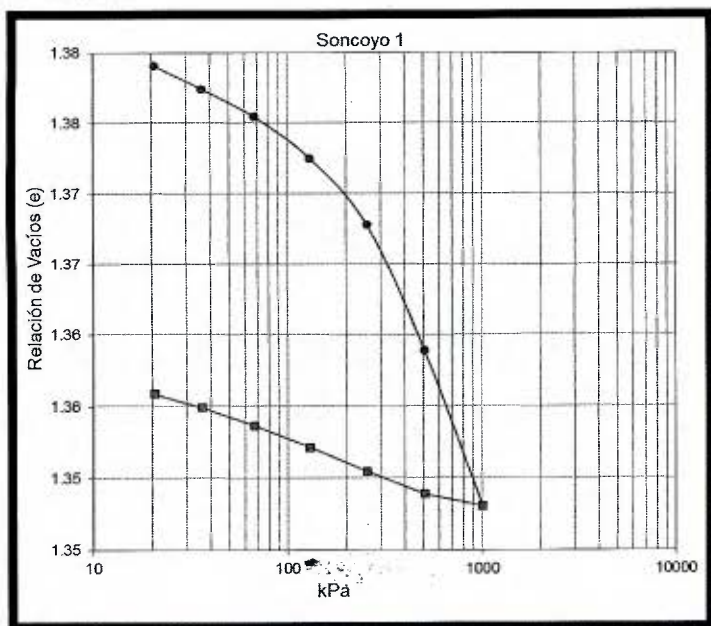


Figura E.1. Curva de compresibilidad del primer ensayo edométrico realizado a Soncoyo.

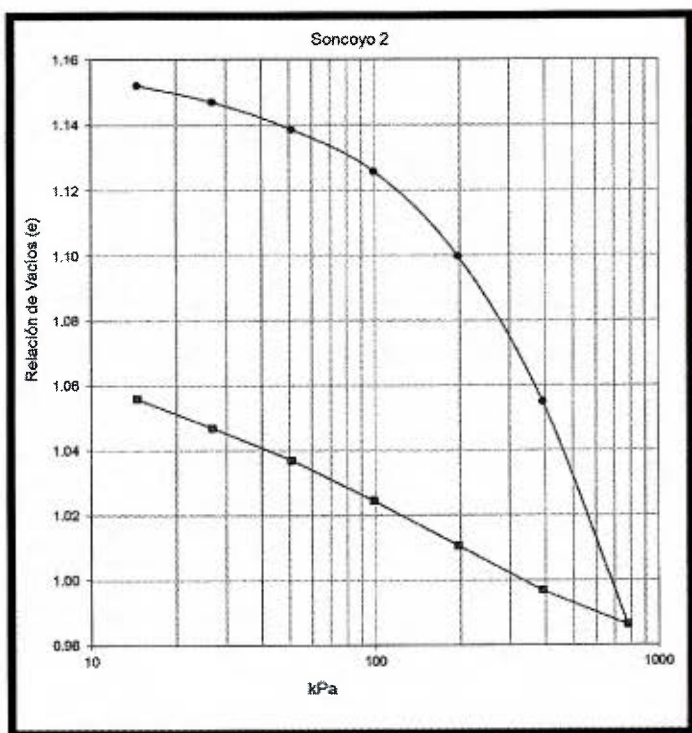


Figura E.2. Curva de compresibilidad del segundo ensayo edométrico realizado a Soncoyo

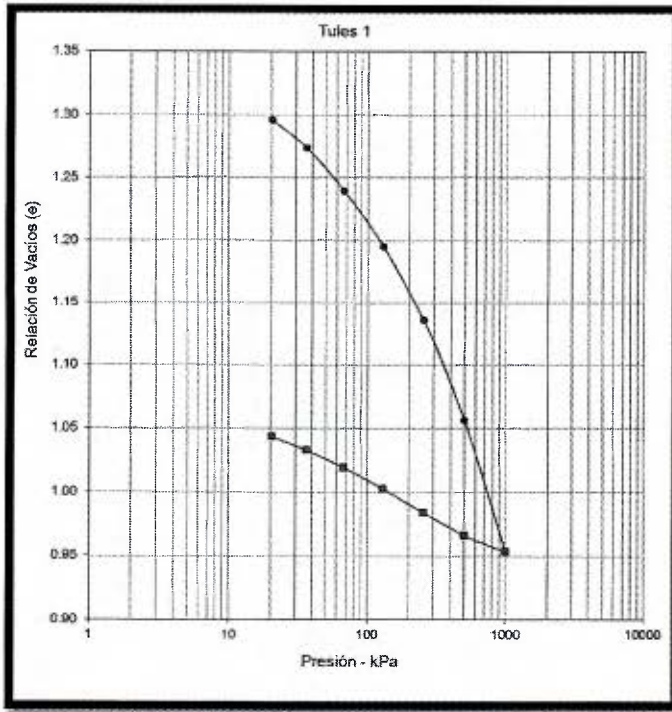


Figura E.3. Curva de compresibilidad del primer ensayo edométrico realizado a Tules.

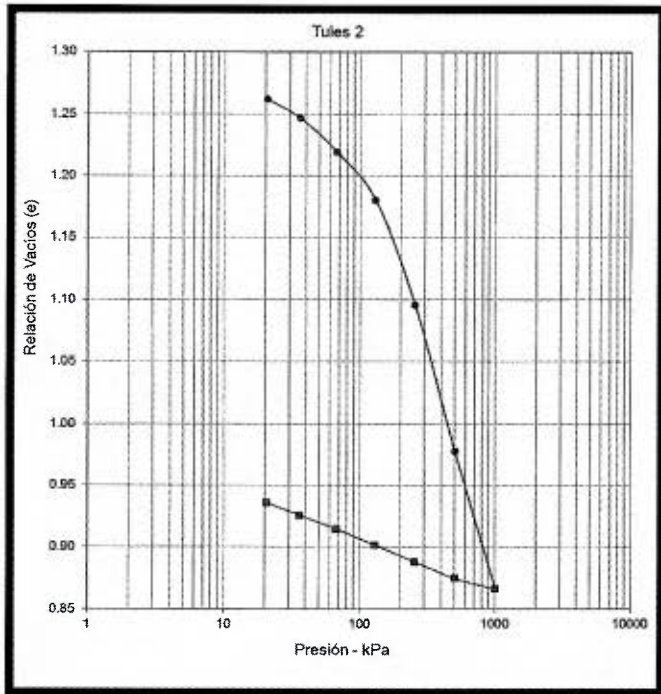


Figura E.4. Curva de compresibilidad del segundo ensayo edométrico realizado a Tules.



Figura E.5. Máquina de consolidación utilizada.

Apéndice F. Corte directo

Cuadro F.1. Resultados ensayo de corte directo en el punto pico de resistencia, sitio Soncoyo.

Espécimen	τ (kPa)	σ_n (kPa)	C(kPa)	φ (°)
1	120.6	200.0	23.4	25.5
2	66.6	101.2		
3	51.9	52.5		

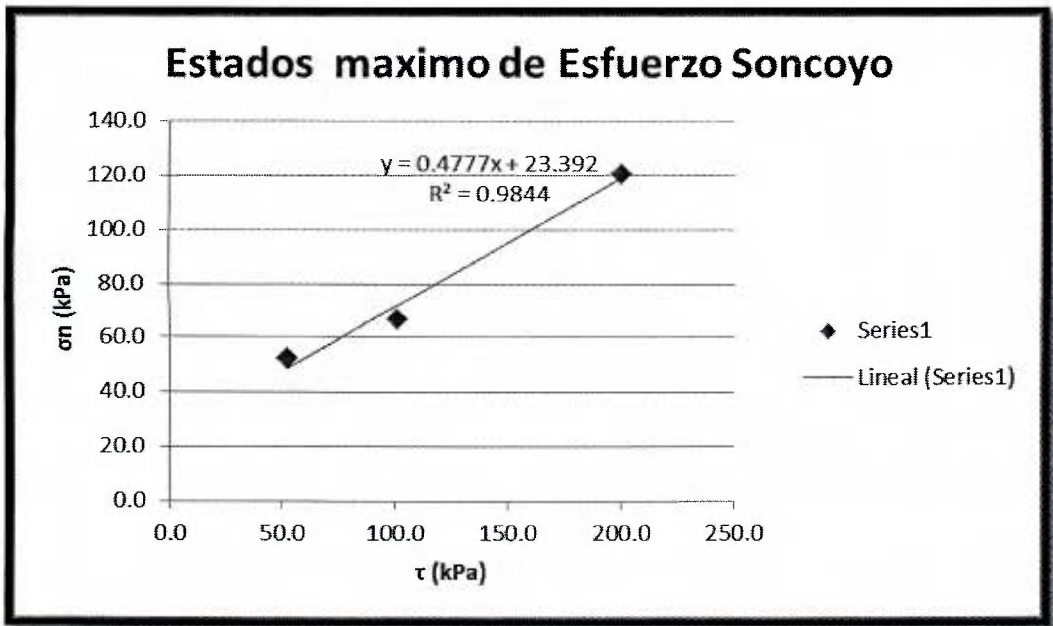


Figura F.1. Envoltorio de rotura Soncoyo en el punto pico de resistencia.

Cuadro F.2. Resultados ensayo de corte directo en el punto residual de resistencia, sitio Soncoyo.

Especimen	τ (kPa)	σ_n (kPa)	C(kPa)	ϕ (°)
1	118.7	200.0	19.4	26.2
2	66.6	101.2		
3	47.0	52.5		

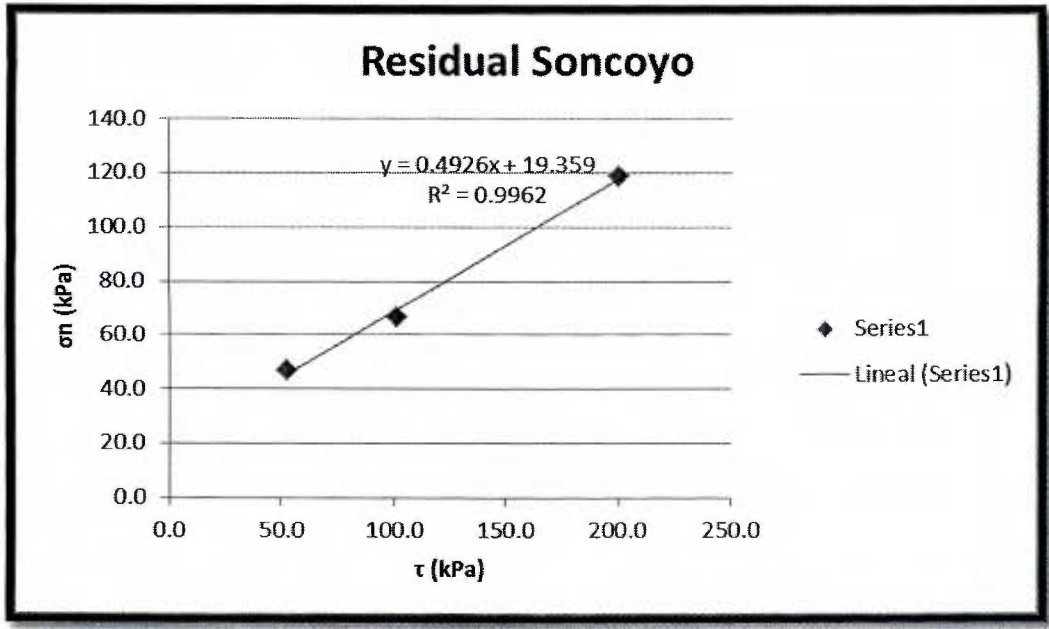


Figura F.2. Envolvente de rotura Soncoyo en el punto residual de resistencia.

Cuadro F.3. Resultados ensayo de corte directo en el punto pico de resistencia, sitio Tules.

Espécimen	τ (kPa)	σ_n (kPa)	C(kPa)	φ (°)
1	113.2	199.1	28.4	22.8
2	67.9	101.1		
3	52.5	52.4		

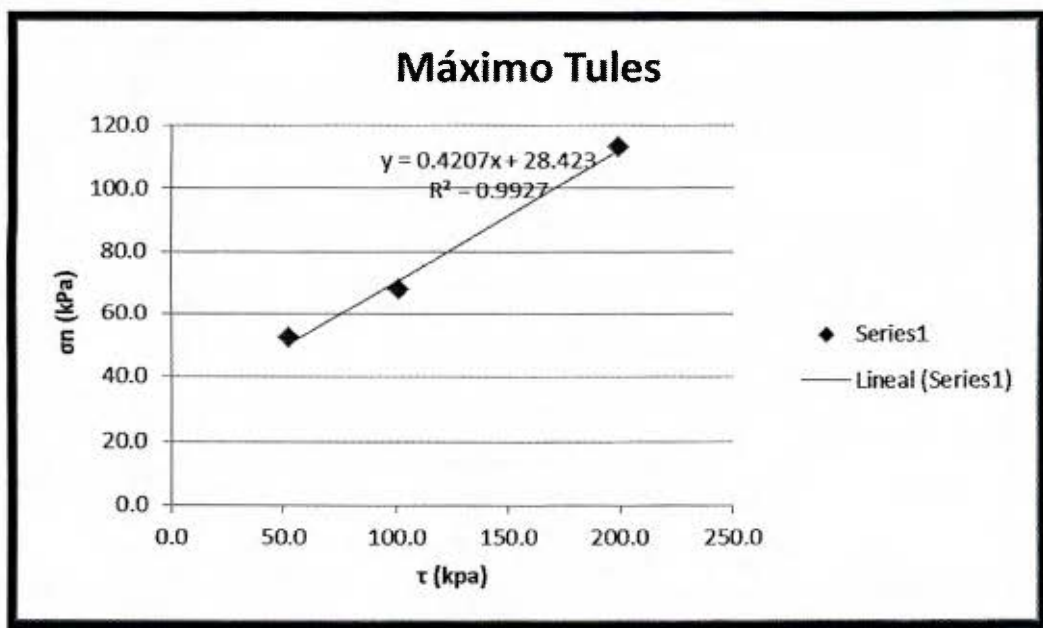


Figura F.3. Envoltente de rotura Tules en el punto pico de resistencia.

Cuadro F.4. Resultados ensayo de corte directo en el punto residual de resistencia, sitio Tules.

Espécimen	τ (kPa)	σ_n (kPa)	C(kPa)	φ (°)
1	112.6	199.1	20.1	25.0
2	67.9	101.1		
3	44.0	52.4		

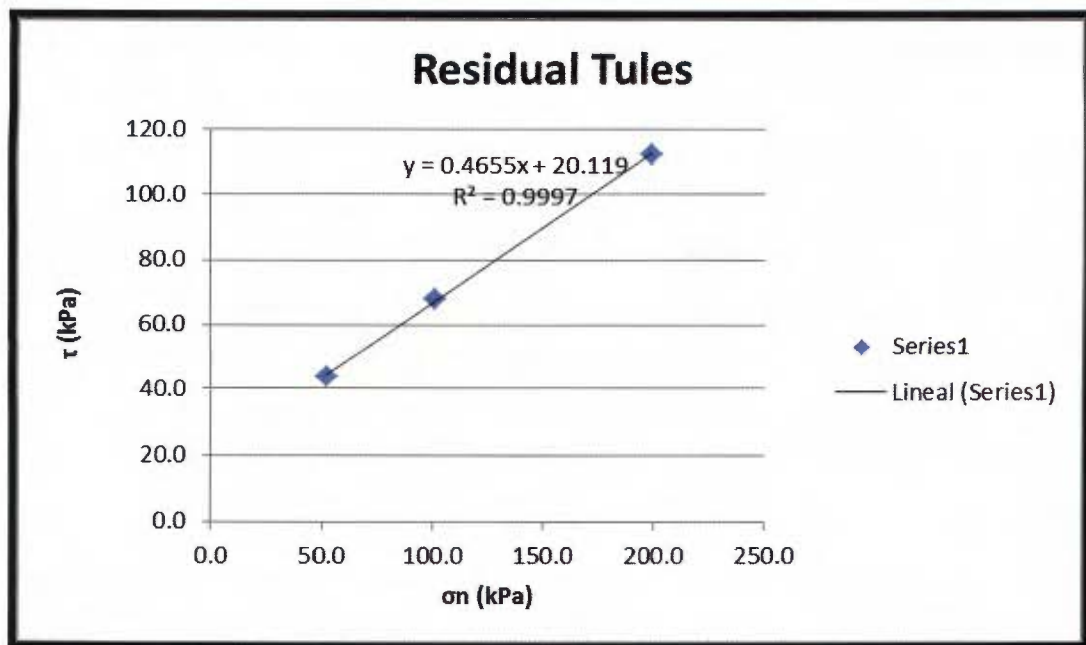


Figura F.4. Envolvente de rotura Tules en el punto residual de resistencia.



Figura F.5. Máquina de corte empleada en los ensayos.

Apéndice G. Compresión inconfiada.

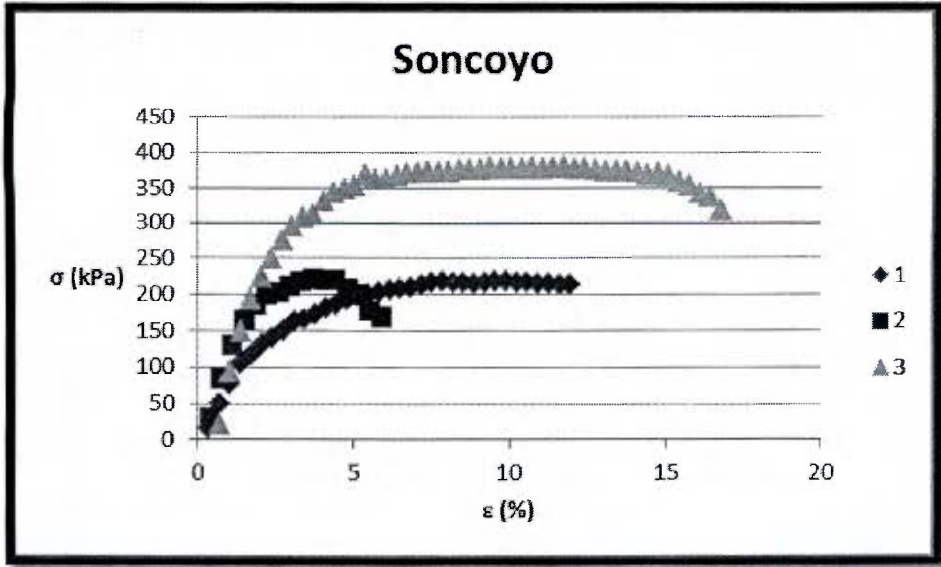


Figura G.1. Gráfico esfuerzo deformación de las pastillas ensayadas, sitio Soncoyo.

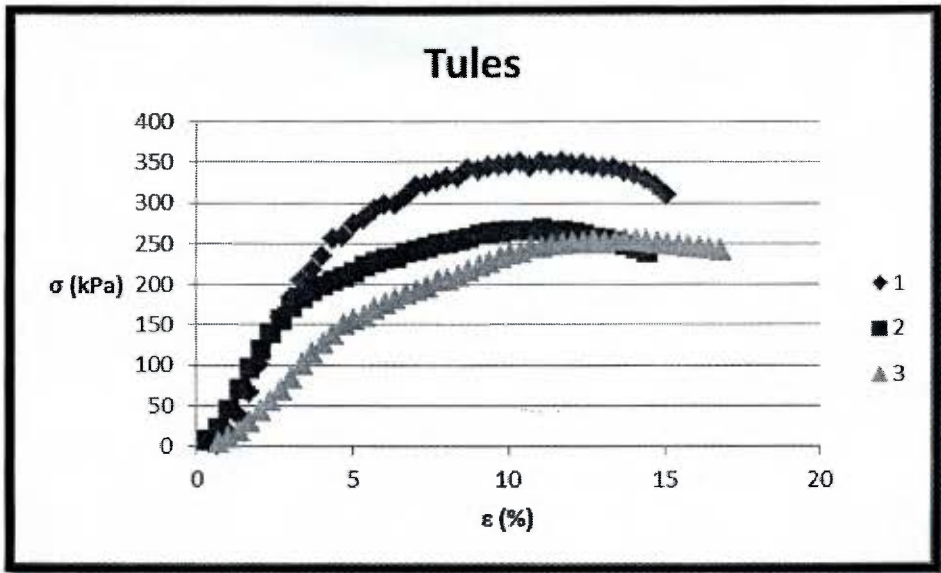


Figura G.2. Gráfico esfuerzo deformación de las pastillas ensayadas, sitio Tules.



Figura G.3. Especímenes usados en compresión inconfiada después de la falla, sitio Soncoyo.



Figura G.4. Especímenes usados en compresión inconfiada después de la falla, sitio Tules.

Apéndice H. Triaxial UU.

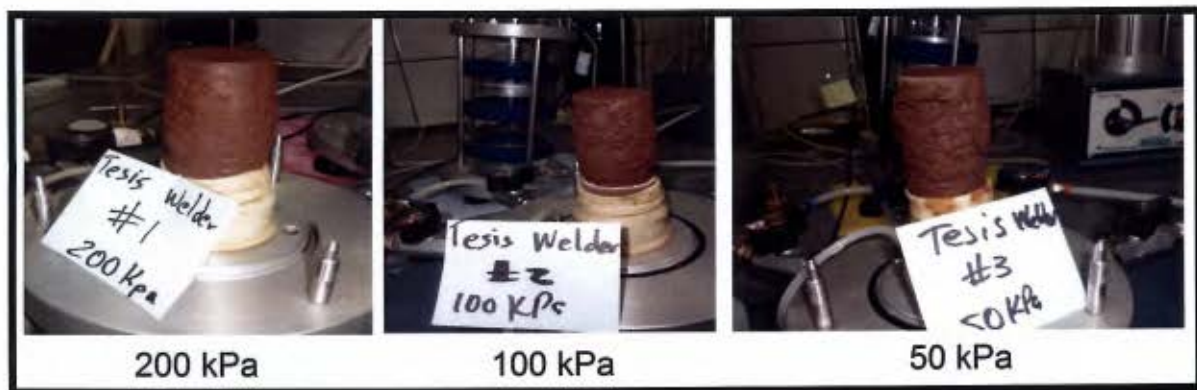


Figura H.1. Especímenes usados en triaxial UU después de la falla, sitio Soncoyo.

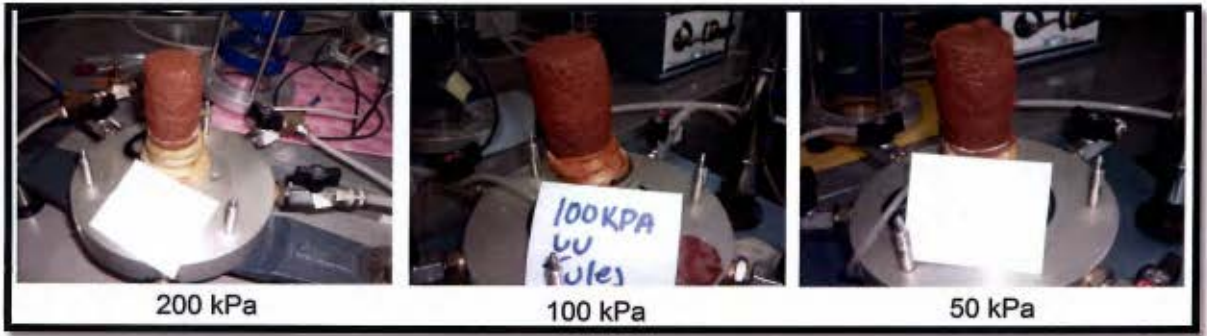


Figura H.2. Especímenes usados en triaxial UU después de la falla, sitio Tules.

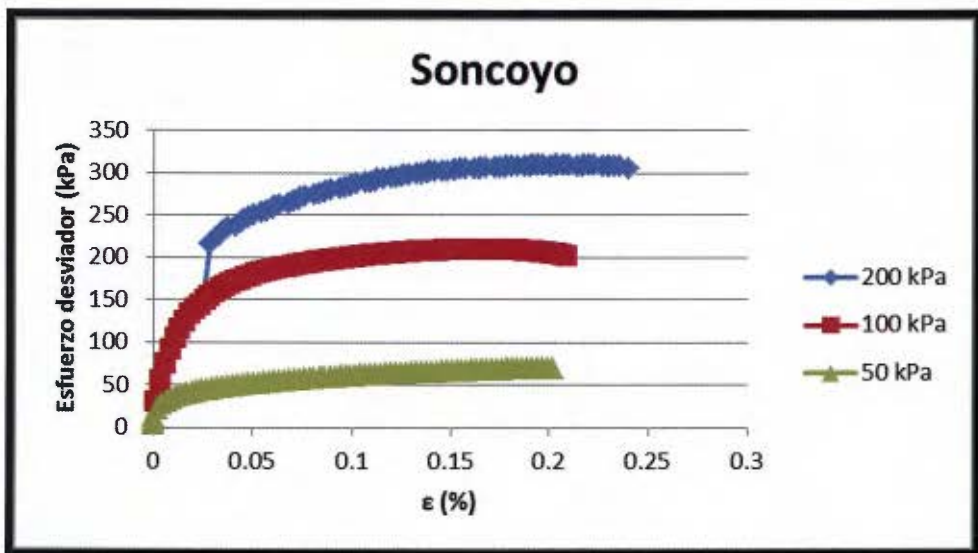


Figura H.3. Esfuerzo deformación, triaxial UU Soncoyo.

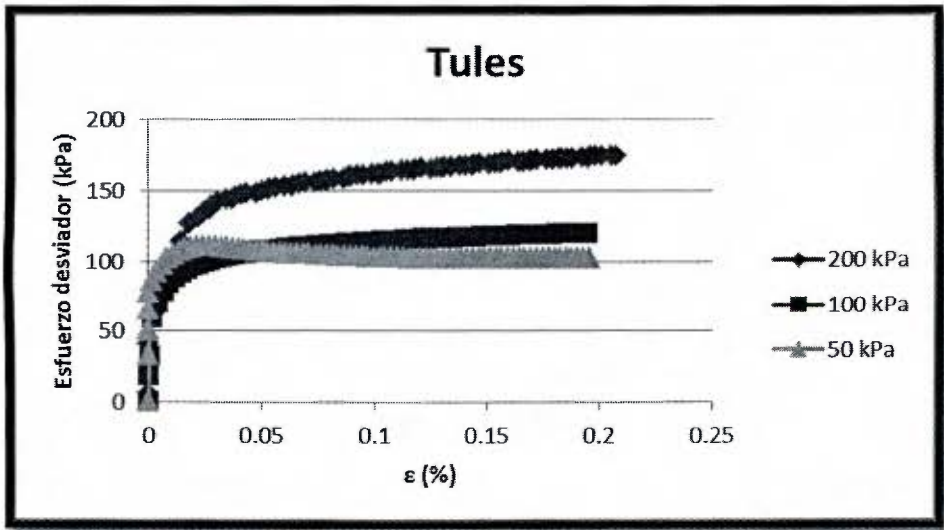


Figura H.4. Esfuerzo deformación, triaxial UU Tules.

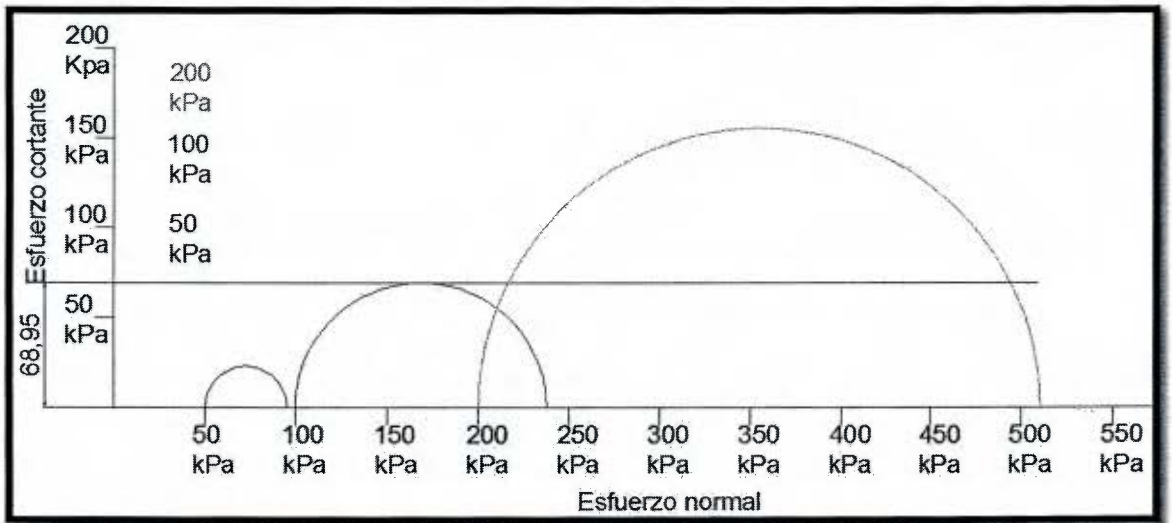


Figura H.5. Circulo de Mohr, Soncoyo.

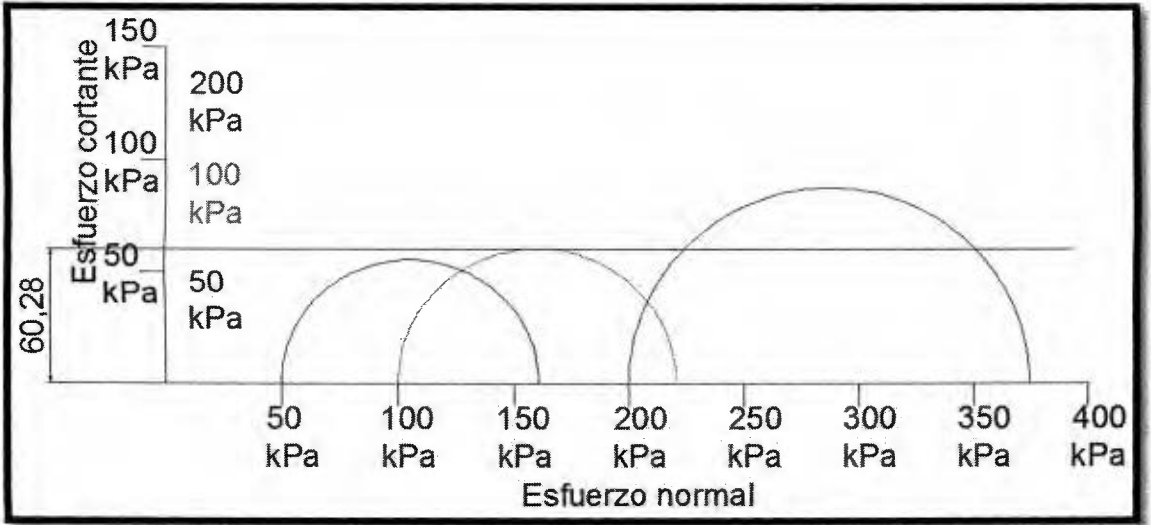


Figura H.6. Circulo de Mohr, Tules.

Apéndice I. Triaxial CU.

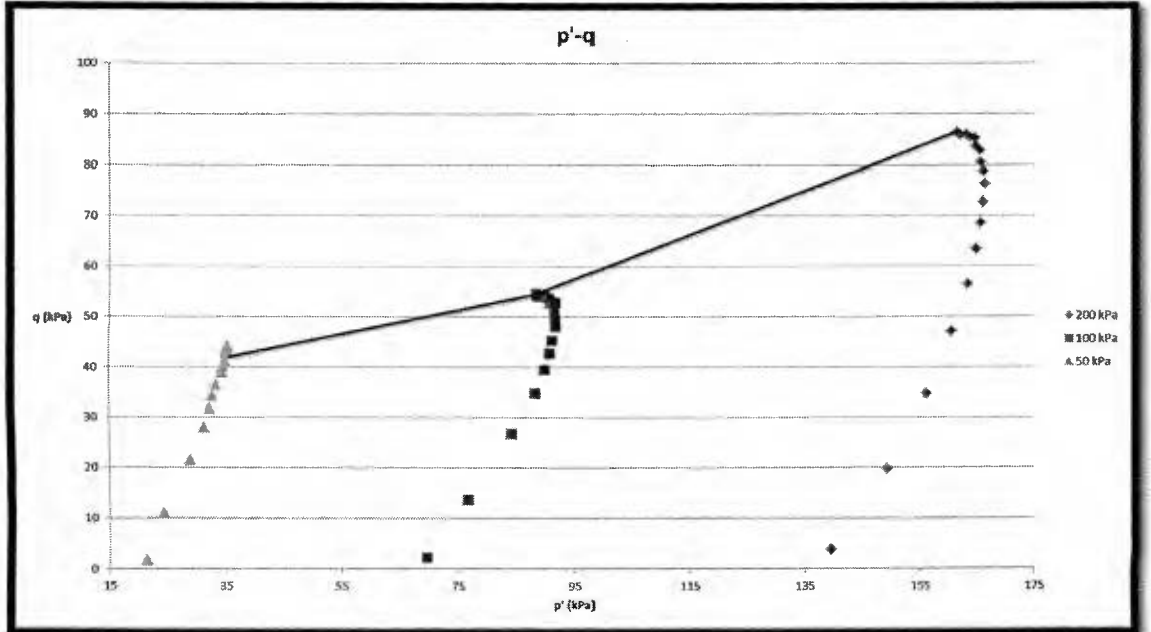


Figura I.1. Trayectoria de esfuerzos efectivos, Soncoyo.

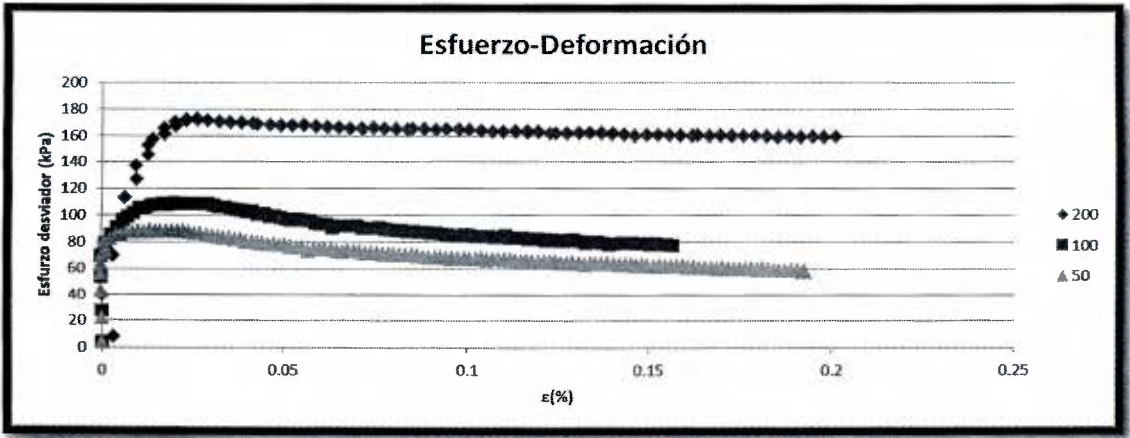


Figura I.2. Esfuerzo deformación, Soncoyo.

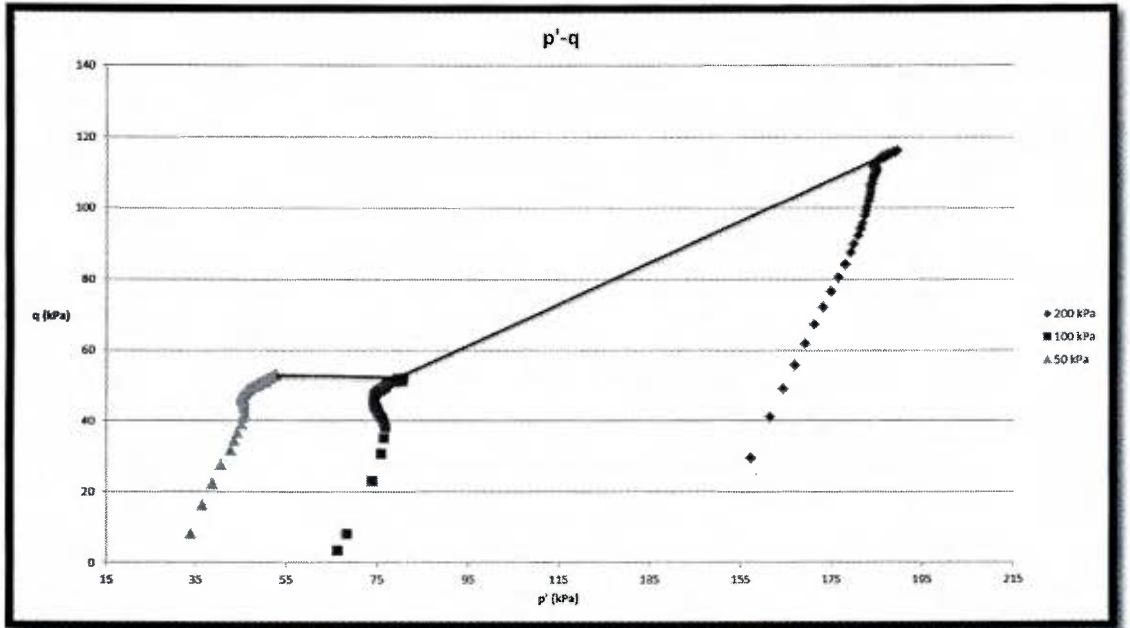


Figura I.3. Trayectoria de esfuerzos efectivos, ensayo convencional Tules.

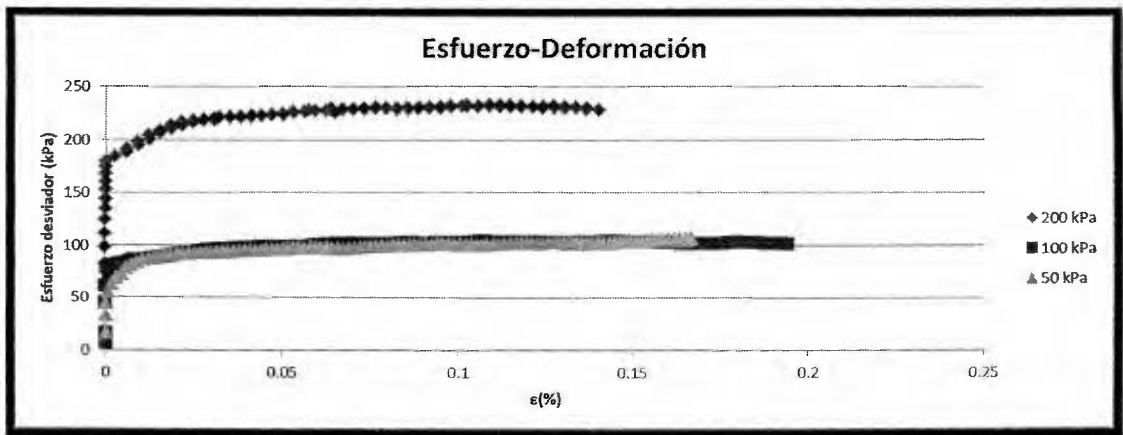


Figura I.4. Esfuerzo deformación, ensayo convencional Tules.

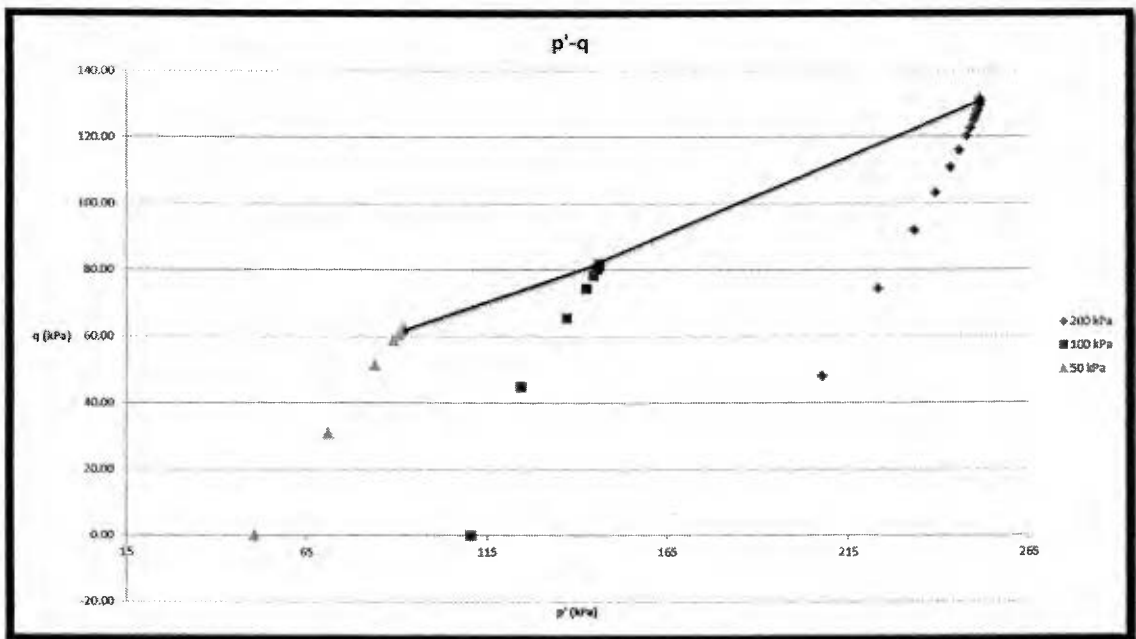


Figura I.5. Trayectoria de esfuerzos efectivos, ensayo multietapa Tules.

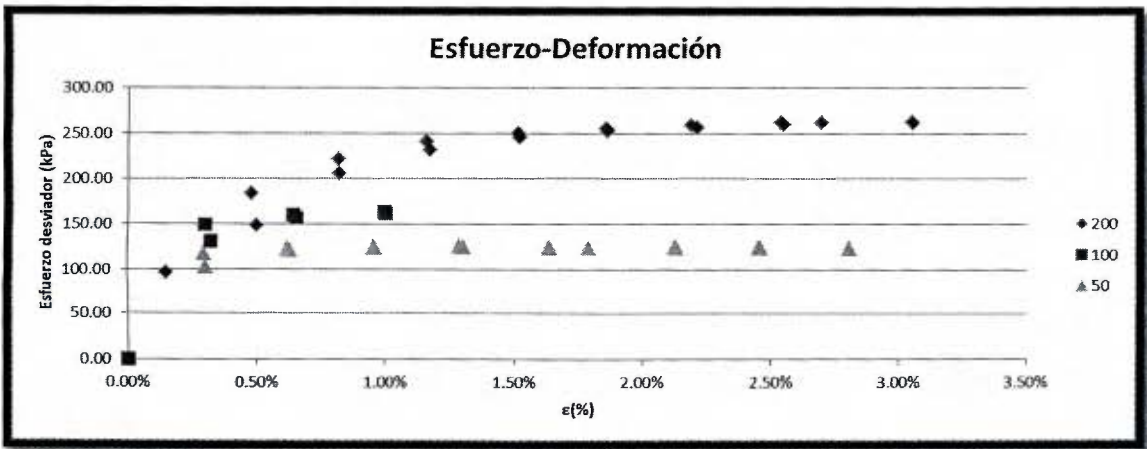


Figura I.6. Esfuerzo deformación, ensayo multietapa, Tules.

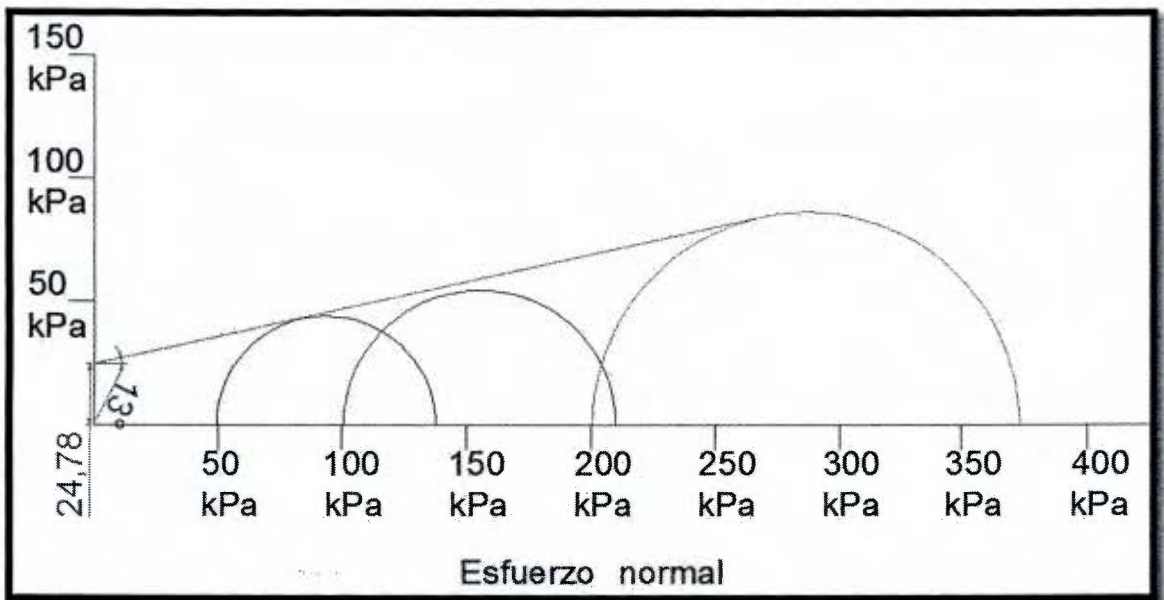


Figura I.7. Envolvente de rotura total, en el punto de resistencia pico, Soncoyo.

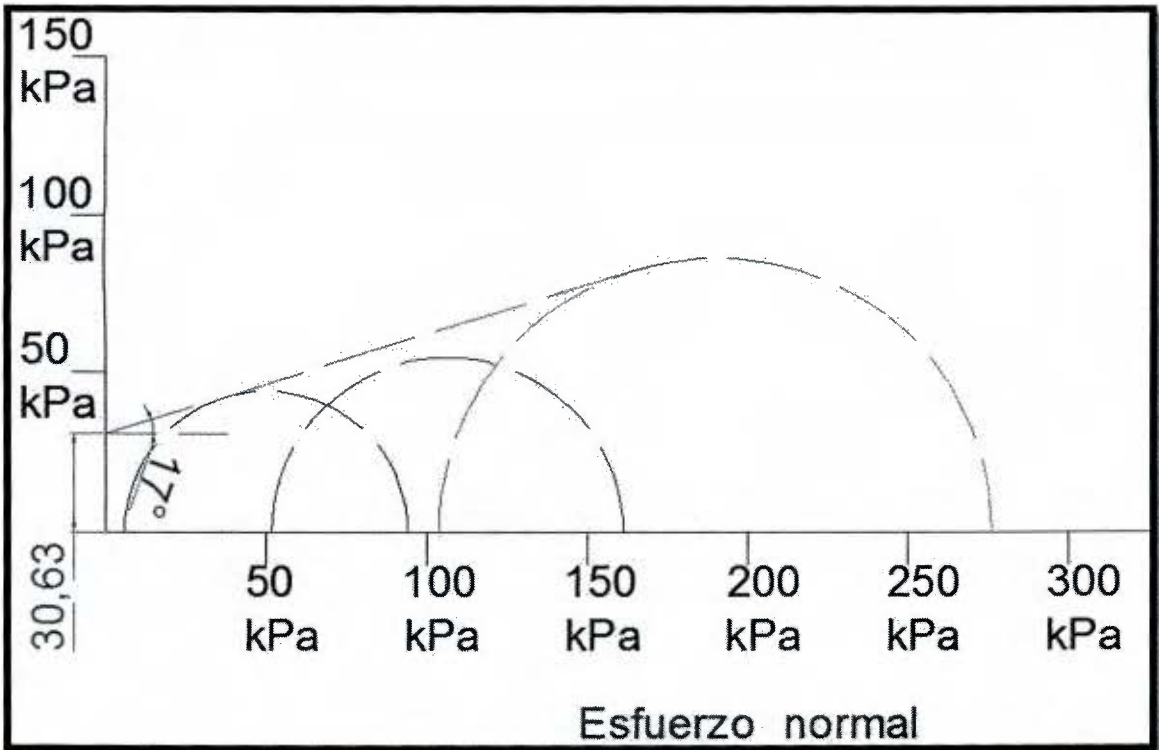


Figura I.8. Envolvente de rotura efectiva, en el punto de resistencia pico, Soncoyo.

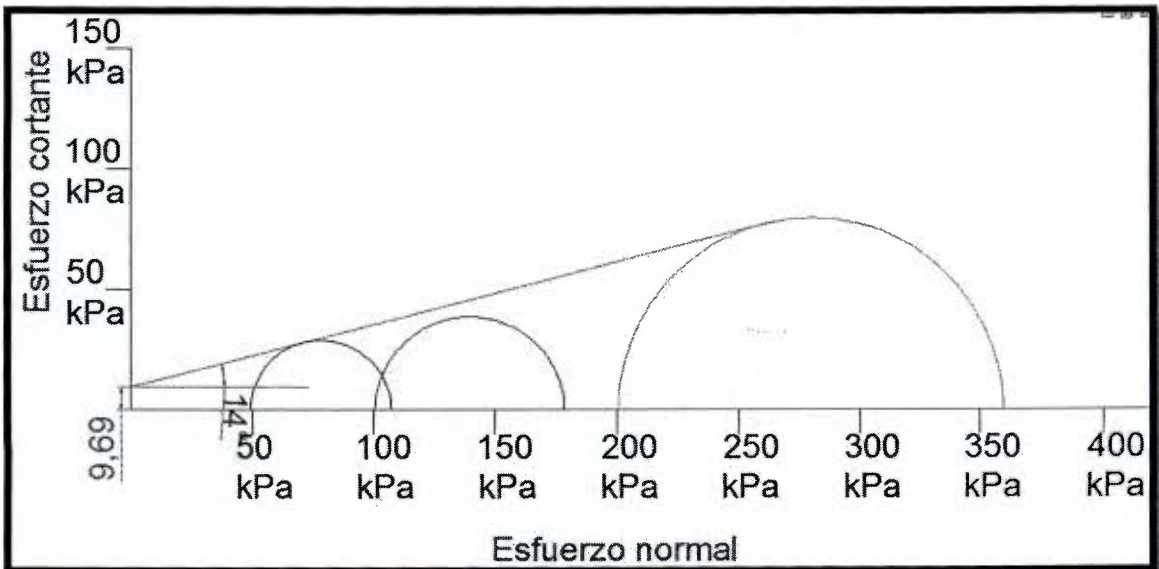


Figura I.9. Envolvente de rotura total, en el punto de resistencia residual, Soncoyo.

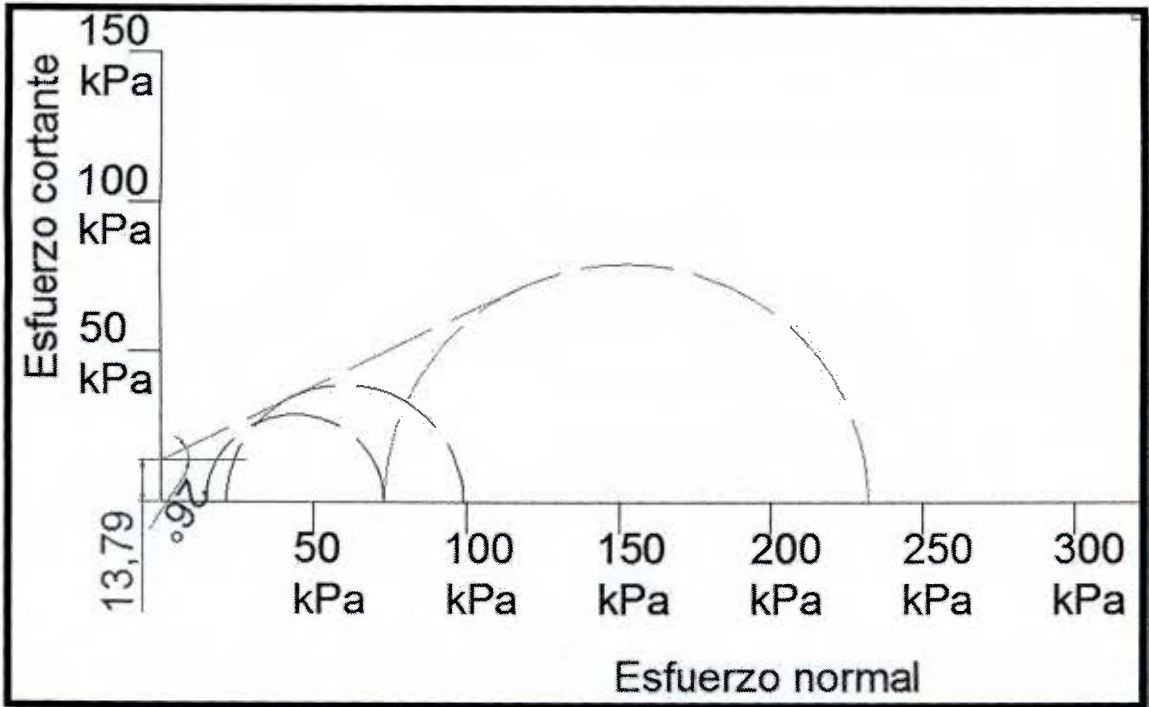


Figura I.10. Envolvente de rotura efectiva, en el punto de resistencia residual, Soncoyo.

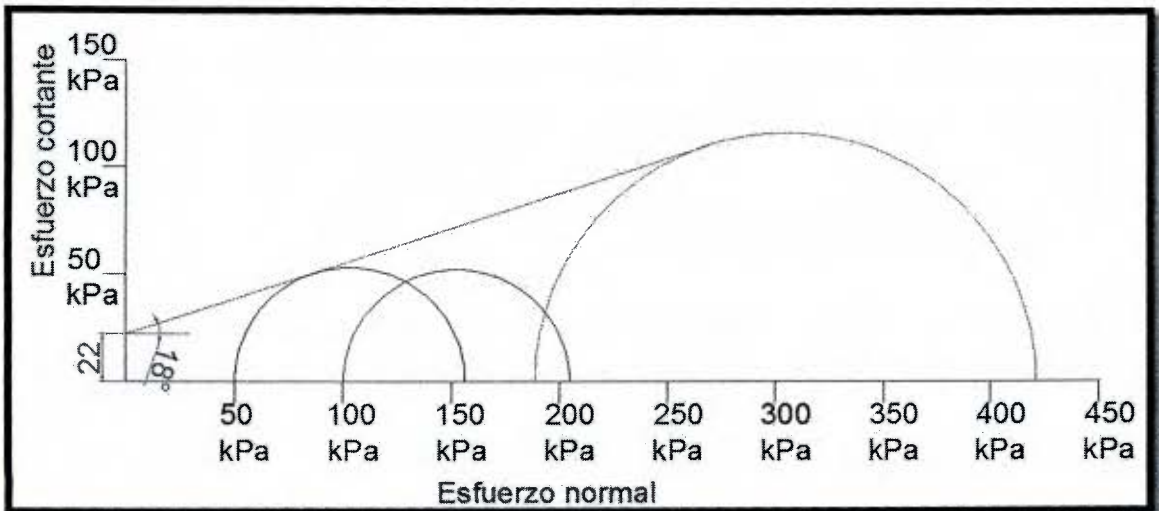


Figura I.11. Envolvente de rotura total, en el punto de resistencia pico, Tules.

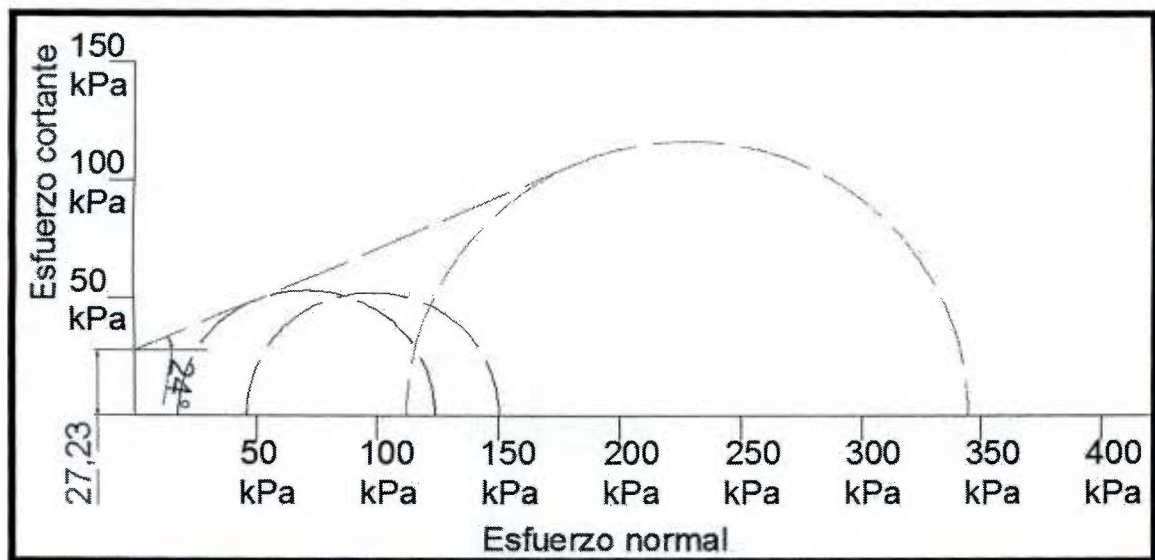


Figura I.12. Envolvente de rotura efectiva, en el punto de resistencia pico, Tules.

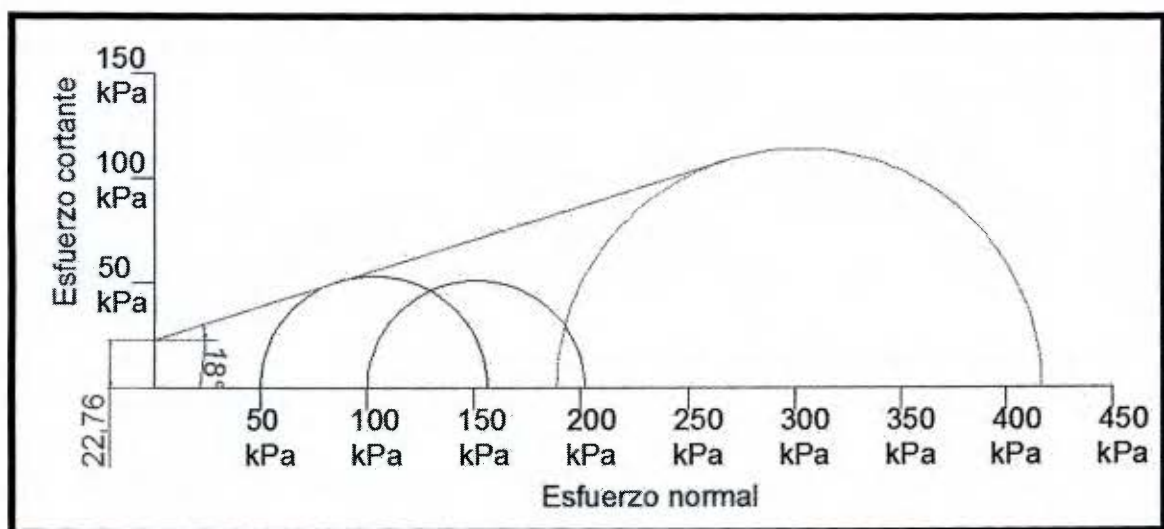


Figura I.13. Envolvente de rotura total, en el punto de resistencia residual, Tules.

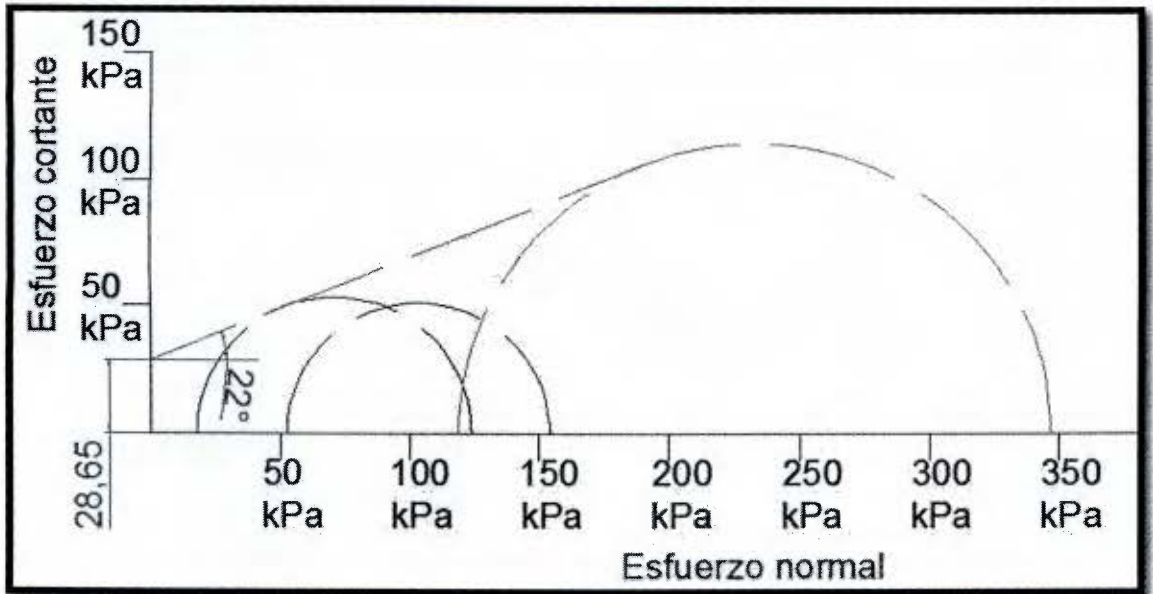


Figura I.14. Envolvente de rotura efectiva, en el punto de resistencia residual, Tules.

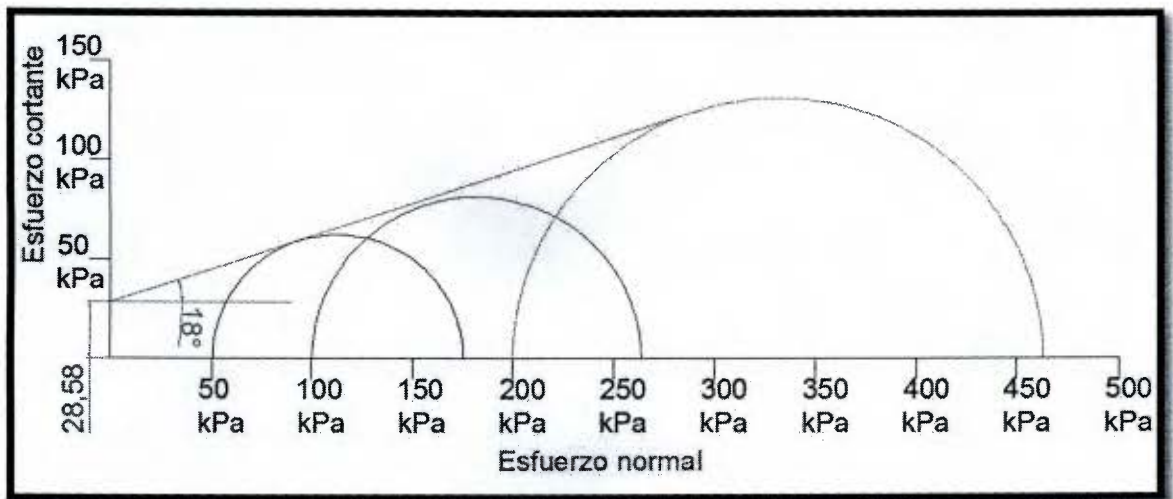


Figura I.15. Envolvente de rotura total, en el punto de resistencia pico, Tules multietapa.

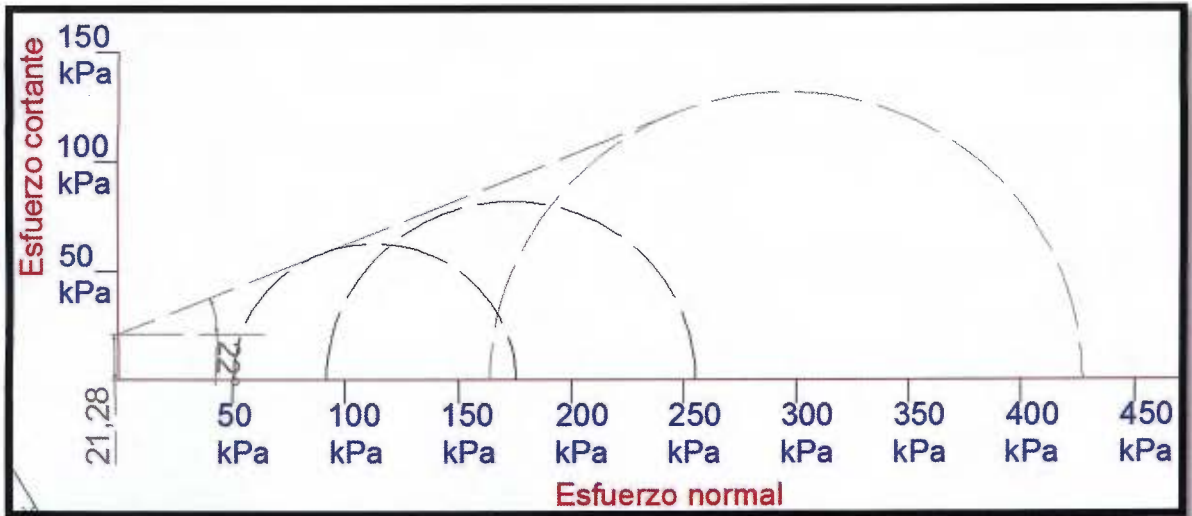


Figura I.16. Envolvente de rotura efectiva, en el punto de resistencia pico, Tules multietapa.

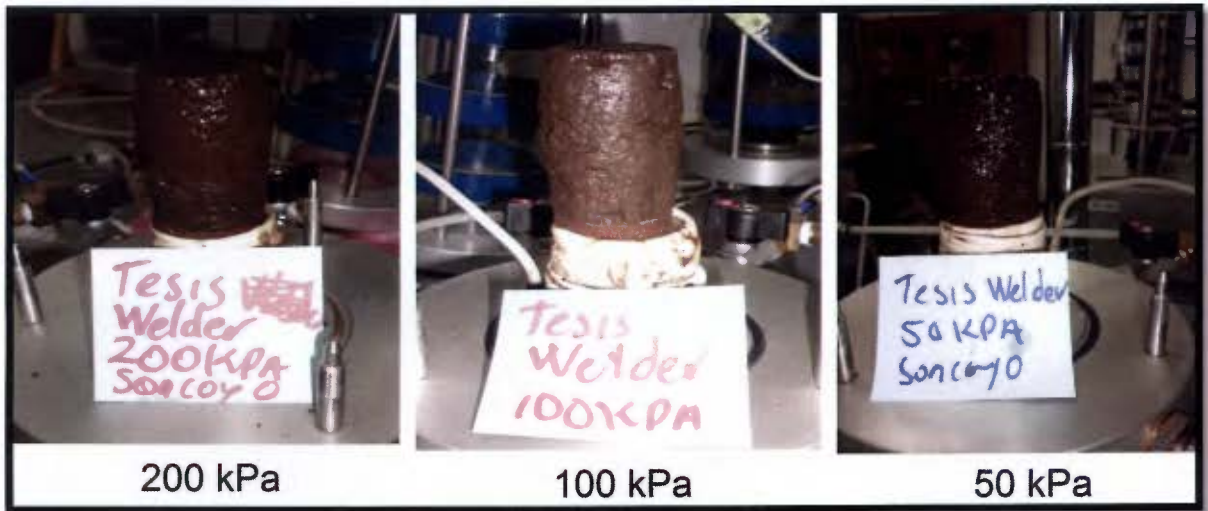


Figura I.17. Pastillas utilizadas en el ensayo triaxial CU, Soncoyo.



Figura I.18. Pastillas utilizadas en el ensayo triaxial CU, Tules.



Figura I.19. Máquina triaxial del LanammeUCR.