

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**Propuesta de modificación del ensayo existente de expansión libre para
suelos no saturados**

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Mario Esquivel Monge

Director de Proyecto de Graduación:

Ing. Rafael Baltodano Goulding, Ph.D.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

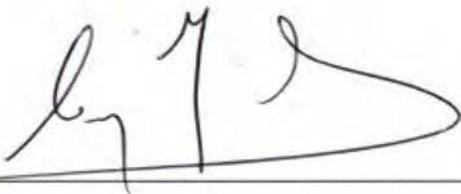
Hoja de aprobación

Miembros del Comité Asesor



Ing. Rafael Baltodano Goulding, Ph.D.

Director



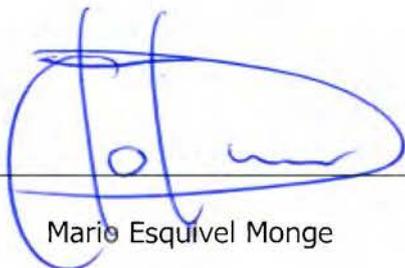
Ing. Sergio Sáenz Aguilar, Msc.

Asesor



Ing. William Vargas Monge, Ph.D.

Asesor



Mario Esquivel Monge

Estudiante

AVISO LEGAL

Fecha: 27 de abril de 2017

El suscrito, Mario Esquivel Monge, cédula 1-1380-0571, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **A62059**, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación **Propuesta de modificación del ensayo existente de expansión libre para suelos no saturados**, bajo la Dirección del **Ing. Rafael Baltodano Goulding, Ph.D.**, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, 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 en ellas 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 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

A mis padres, por quienes fue posible mi realización profesional.

Agradecimientos

A la familia Jiménez Pérez por su amistad incondicional y por facilitar los sitios de extracción de muestras.

Al personal del laboratorio de geotecnia del Lanamme (sede San Pedro, 2016), los señores Ing. Oscar Valerio, Manrique Vargas, Alfredo Marchena, Steven Carballo y Mauricio Molina, por su invaluable apoyo y guía durante la realización de las pruebas.

Al director señor Baltodano y profesores asesores don William y don Sergio, por su profundo y sincero ánimo de enseñanza.

Índice de contenidos

1.	Introducción.....	1
1.1.	Justificación.....	1
1.1.1.	El problema específico	1
1.1.2.	Importancia	2
1.1.3.	Antecedentes teóricos de las arcillas expansivas.....	4
1.2.	Objetivos.....	5
1.2.1.	Objetivo general.....	5
1.2.2.	Objetivos específicos	5
1.3.	Delimitación del problema	5
1.3.1.	Alcance.....	5
1.3.2.	Limitaciones.....	6
1.4.	Metodología.....	7
1.4.1.	Fase teórica	8
1.4.2.	Fase experimental.....	9
1.4.3.	Fase de análisis.....	10
2.	Marco teórico	12
2.1.	Clasificación de los suelos según la granulometría.....	12
2.1.1.	Análisis por mallas estándar - ASTM D6913.....	13
2.1.2.	Análisis por hidrómetro - ASTM D422	14
2.2.	Clasificación SUCS según los límites de consistencia.....	16
2.3.	Gravedad específica	18
2.4.	Contenido de humedad y grado de saturación	20
2.5.	Clasificación de las arcillas según su estructura mineral.....	22
2.5.1.	Grupo de las caolinitas	22
2.5.2.	Grupo de la illita.....	23

2.5.3.	Grupo de las esmectitas	24
2.5.4.	Otros grupos.....	25
2.6.	Densidad natural y relación de vacíos.....	26
2.7.	Reconocimiento de arcillas en suelos.....	28
2.7.1.	Correlación de límites con la mineralogía	28
2.7.2.	Análisis termogravimétrico (TGA)	30
2.8.	Fenómeno del hinchamiento de los suelos de arcilla.....	33
2.9.	Métodos para estimar el hinchamiento de suelos	40
2.9.1.	Actividad	42
2.9.2.	Índice de liquidez	44
2.9.3.	Criterio de USBR desarrollado por Holtz y Gibbs (1957)	44
2.9.4.	Criterio de Seed, Woodward y Lundgren (1962)	45
2.9.5.	Criterio de McDowell (1956).....	47
2.9.6.	Criterio de Chen (1965)	49
2.9.7.	Criterio de Cuéllar (1984)	50
2.9.8.	Criterio de McKeen (1992)	51
2.10.	Presión de succión.....	53
2.11.	Curva característica suelo-agua	59
2.12.	Esfuerzo efectivo	65
2.13.	Modelos geotécnicos.....	66
2.13.1.	Relleno de sustitución bajo arcilla expansiva	66
2.13.2.	Cimentaciones profundas	71
3.	Propuesta de modificación del ensayo existente de expansión libre.....	75
3.1.	Confección de los especímenes de prueba	77
3.2.	Método propuesto para obtener la curva Esfuerzo-Cambio Volumétrico: prueba ASTM D4546 modificada	78

3.3.	Método propuesto para obtener la Curva característica suelo-agua	84
3.3.1.	Descripción y uso del tensiómetro	85
4.	Resultados	89
4.1.	Muestreo y descripción de los especímenes de suelo	89
4.2.	Descripción geológica y climatológica de la zona	92
4.3.	Análisis granulométrico	94
4.4.	Parámetros físicos de los suelos	95
4.5.	Reconocimiento de arcillas expansivas en suelos.....	96
4.5.1.	Correlación de límites con la mineralogía	96
4.5.2.	Análisis termogravimétrico (TGA)	96
4.6.	Métodos para estimar el hinchamiento de suelos	98
4.7.	Curva de esfuerzo efectivo-deformación según el método propuesto.....	99
4.8.	Curva característica suelo-agua experimental y analítica.....	101
4.9.	Problemas geotécnicos.....	104
4.9.1.	Relleno de sustitución bajo arcilla expansiva	104
4.9.2.	Cimentaciones profundas.....	106
5.	Análisis de resultados	109
6.	Conclusiones y recomendaciones.....	131
	Bibliografía	136
	Anexos	144
	Anexo A. Figuras complementarias.....	144
	Anexo B. Formación de minerales arcillosos.....	156
	Anexo C. Mineralogía de las arcillas.....	159
	Anexo D. Datos de resultados adicionales.....	165
	Anexo E. Datos adicionales de laboratorio, Suelo 1, M-0756-16.	168
	Anexo F. Datos adicionales de laboratorio, Suelo 2, M-1074-16.....	169

Anexo G. Datos adicionales de laboratorio, Suelo 3, M-1220-16.....	170
Anexo H. Resultados detallados de los modelos de cimentaciones.....	171

Índice de figuras

Figura 1. Resultado típico de la prueba de expansión libre ASTM D4546	1
Figura 2. Metodología empleada.....	8
Figura 3. Esquema de prueba propuesta de consolidación	10
Figura 4. Nomenclatura de mallas estándar	14
Figura 5. Diagrama conceptual de los Límites de Atterberg.	16
Figura 6. Gráfica de plasticidad SUCS.	18
Figura 7. Representación esquemática de las fases que componen los suelos naturales..	19
Figura 8. Cristal de caolinita.	23
Figura 9. Cristal de illita.	24
Figura 10. Cristal de montmorillonita.	25
Figura 11. Ejemplos de otros minerales de arcilla.	26
Figura 12. Ubicación de los minerales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande	30
Figura 13. Equipo propiedad del Lanamme para análisis termogravimétrico	31
Figura 14. Resultados TGA para dos suelos nacionales y una arcilla esmectita (conformada por 94% Ca ⁺² montmorillonita y 4% opal).	32
Figura 15. Resultados TGA para muestra nacional Monterrey, montmorillonita con diferentes cantidades de calcio y cal.....	32
Figura 16. Superficie específica de una partícula teórica, antes y después de fragmentarse.	33
Figura 17. Carga superficial e hidratación de arcilla	35
Figura 18. Representación dimensional aproximada de cristal de montmorillonita y cristal de caolinita.....	36
Figura 19. Potencial eléctrico y concentración de iones de las capas dobles, en agua destilada.....	37
Figura 20. Efecto de diferentes factores en el cambio volumétrico de arcillas expansivas.	41
Figura 21. Resultados de Skempton de la plasticidad en función de la fracción de finos. .	43
Figura 22. Grado de expansión de Seed, Woodward y Lundgren.	46
Figura 23. Relación de sobrecarga vs. cambio volumétrico de arcillas expansivas.	47
Figura 24. Relaciones entre cambios de volumen e IP bajo una sobrepresión de 7 kPa, según varios autores	50
Figura 25. Criterio de Cuéllar para estimar el hinchamiento en arcillas expansivas.	51

Figura 26. Potencial expansivo de McKeen	52
Figura 27. Representación física de succión osmótica, matricial y total.	54
Figura 28. Altura de tubos capilares para meniscos de diferente radio.	56
Figura 29. Fenómeno de capilaridad.	57
Figura 30. Curva característica suelo-agua de una muestra de suelo.	60
Figura 31. Estados de saturación del suelo.....	61
Figura 32. Efecto del tipo de suelo en la curva característica suelo-agua.....	62
Figura 33. Relleno de sustitución propuesto	67
Figura 34. Formas de obtener la deformación unitaria de consolidación ϵ_i cuando: (a) no se incluye la succión matricial, (b) se incluye la succión matricial.	70
Figura 35. Esquema constructivo de pilotes y fuerzas consideradas en su diseño	72
Figura 36. Diagrama de procedimiento estándar ASTM D4546 – método C	75
Figura 37. Diagrama de propuesta de modificación del ensayo de expansión libre	76
Figura 38. Configuración de la celda de carga	80
Figura 39. Curva esfuerzo-deformación según el procedimiento normalizado y la curva esperada según el método propuesto en este trabajo.....	83
Figura 40. Confección de discos de suelo para prueba con el tensiómetro.....	84
Figura 41. Componentes del tensiómetro.	86
Figura 42. Inserción de la pastilla cerámica en el suelo para determinar la succión matricial.	87
Figura 43. Medición de la humedad para determinar la curva característica suelo-agua. .	88
Figura 44. Localización de las muestras de suelo 1, 2 y 3.....	90
Figura 45. Geología del oeste de la GAM.....	93
Figura 46. Curva granulométrica de los suelos analizados.	95
Figura 47. Curvas TGA de los suelos estudiados.	97
Figura 48. Curva de esfuerzo efectivo-deformación del Suelo 1.	100
Figura 49. Curva de esfuerzo efectivo-deformación del Suelo 2.	100
Figura 50. Curva de esfuerzo efectivo-deformación del Suelo 3.	101
Figura 51. Curva característica suelo-agua del Suelo 1.....	102
Figura 52. Curva característica suelo-agua del Suelo 2.....	103
Figura 53. Curva característica suelo-agua del Suelo 3.....	103
Figura 54. Zonificación geotécnica GAM.....	109

Figura 55. Representación de la zona vadosa.....	111
Figura 56. Clasificación cualitativa del Índice de Plasticidad.....	113
Figura 57. Resultados comparativos entre diferentes autores, mostrando los resultados experimentales de los tres suelos de este informe.	118
Figura 58. Curva de esfuerzo efectivo-deformación del Suelo 1 ampliada en el tramo de hinchamiento libre.....	123
Figura 59. Diagrama de relleno de sustitución para cada hinchamiento ϵ alcanzado, se indica diferencia porcentual Δ del relleno entre ambos modelos resueltos.	127
Figura 60. Diagrama de longitud de pilote total requerida para cada hinchamiento máximo ϵ , se indica diferencia porcentual Δ para cada modelo resuelto.	129

Figuras del anexo

Figura A. 1. Nivel freático en el oeste de la GAM	144
Figura A. 2. Espesores de suelo en el oeste de la GAM	144
Figura A. 3. Precipitación mensual típica de Santa Ana.	145
Figura A. 4. Temperatura media mensual típica de Santa Ana.	145
Figura A. 5. Precipitación mensual típica de Escazú.	146
Figura A. 6. Temperatura media mensual típica de Escazú.	146
Figura A. 7. Plasticidad típica de algunos suelos.	147
Figura A. 8. Retículos dobles de agua interlaminar de la vermiculita, vista en planta.....	148
Figura A. 9. Espécimen de Fe-talco, encontrado en East Seamont, Reino Unido.	148
Figura A. 10. Espécimen fibroso blanco de palygorskita, 1 cm de altura, cantera de Grolla, Vincentino, Italia.	149
Figura A. 11. Resistencia teórica a la expansión de minerales arcillosos, en función de la densidad de carga y el tamaño de partícula.	149
Figura A. 12. Representación gráfica y matricial de los estados de estrés en un punto de un suelo no saturado.....	150
Figura A. 13. Extracción de la muestra Suelo 3 en Cerro Coyotes.	151
Figura A. 14. Remoldeo y corroboración de la masa del suelo de la muestra para usar en consolidómetro.	152
Figura A. 15. Extracción de discos de suelo para la prueba del tensiómetro, a.....	152
Figura A. 16. Extracción de discos de suelo para la prueba del tensiómetro, b.....	153

Figura A. 17. Beaker de evaporación ambiental y bureta graduada usados para determinar la absorción del suelo en la prueba de expansión libre.....	153
Figura A. 18. Sellado del recipiente e identificación de la humedad aproximada de las muestras para ser usadas en el tensiómetro.	154
Figura A. 19. Purga del tensiómetro con bomba eléctrica de vacío.....	155
Figura A. 20. Determinación del área de evaporación de la celda de consolidación.	155
Figura A. 21. Formación de minerales arcillosos por meteorización química de los minerales de rocas ígneas.....	157
Figura A. 22. Proceso de descomposición de un cristal de mineral de roca y aparición de minerales arcillosos.	157
Figura A. 23. Relación entre humedad disponible en el terreno (directamente proporcional a la precipitación promedio anual) y frecuencia de aparición (contenido relativo) de minerales arcillosos en los suelos de las islas Hawai.	158
Figura A. 24. Moléculas básicas de aluminosilicatos.	160
Figura A. 25. Descripción de la capa de sílice.	161
Figura A. 26. Descripción de capas básicas que conforman aluminosilicatos.	162
Figura A. 27. Clasificación de los paquetes estructurales que conforman las arcillas.....	164
Figura A. 28. Clasificación de los suelos observados según la carta de plasticidad de SUCS.	165
Figura A. 29. Pendiente de McKeen obtenida a partir del ajuste de los datos experimentales con el programa RETC.	166
Figura A. 30. Características físicas normales de algunos suelos.	167

Índice de cuadros

Cuadro 1. Cantidad y tipo de pruebas a ejecutar por cada muestra de suelo.....	9
Cuadro 2. Ejemplos de sistemas de clasificación de suelos de Estados Unidos, por tamaño de partículas.....	13
Cuadro 3. Valores típicos de Límite Líquido (LL) y Límite Plástico (LP) de algunas arcillas.....	29
Cuadro 4. Propiedades físicas de algunas arcillas.....	34
Cuadro 5. Contenido de agua adsorbida para diferentes tipos de suelos, con capa adsorbida de 0,5 nm de grosor.....	38
Cuadro 6. Resumen de mecanismos a nivel microestructural que causan cambios volumétricos en los suelos expansivos.....	39
Cuadro 7. Actividad de varios minerales y clasificación de suelos según su tendencia a la expansión.....	44
Cuadro 8. Criterio de clasificación de suelos expansivos desarrollado por Holtz y Gibbs.	45
Cuadro 9. Criterio de Seed en el índice de plasticidad y el potencial de expansión.....	46
Cuadro 10. Estimación del levantamiento superficial de un estrato arcilloso profundo del método McDowell.....	49
Cuadro 11. Expansión del suelo según Chen.....	49
Cuadro 12. Técnicas de laboratorio para medir la succión del suelo.....	59
Cuadro 13. Granulometría de los suelos de estudio.....	94
Cuadro 14. Clasificación y parámetros físicos de las muestras analizadas.....	96
Cuadro 15. Composición mineralógica más factible según algunos autores.....	96
Cuadro 16. Potencial expansivo de suelos según varios autores.....	98
Cuadro 17. Requisitos de diseño del relleno de sustitución bajo arcilla expansiva.....	106
Cuadro 18. Diseño de relleno de sustitución considerando el esfuerzo de succión.....	106
Cuadro 19. Diseño de relleno de sustitución sin considerar el esfuerzo de succión.....	106
Cuadro 20. Requisitos de diseño de la cimentación profunda en arcilla expansiva.....	108
Cuadro 21. Diseño de pilote sin considerar los esfuerzos de succión matricial.....	108
Cuadro 22. Diseño de pilote considerando los esfuerzos de succión matricial.....	108
Cuadro 23. Efecto de los Límites de Atterberg en las propiedades ingenieriles.....	113
Cuadro 24. Esfuerzo efectivo cuando la deformación volumétrica es igual a cero.....	124
Cuadro 25. Relación entre índices de consistencia y cambio volumétrico.....	125

Simbología y abreviaturas usadas en este informe

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	Siglas en inglés de Sociedad Americana de Ensayos y Materiales
C	Contenido de finos de tamaño indicado
CCCR	Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2015
CH	Arcilla de alta compresibilidad
FAA	Federal Aviation Administration, Estados Unidos
GAM	Gran Área Metropolitana
Gs	Gravedad específica de los sólidos
IGN	Instituto Geográfico Nacional
IP	Índice Plástico
Lanamme	Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales
LC	Límite de Contracción
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
M	Masa [g], [kg]
m.a.	Millones de años
MIT	Massachusetts Institute of Technology
Ps	Presión de hinchamiento
R200	Retenido en malla estándar No. 200 (75 μm)
S	Saturación
Sf	Hinchamiento libre [%]
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
TGA	Análisis termogravimétrico
u_a	Presión de fase poro-aire
UCR	Universidad de Costa Rica
USACE	U.S. Army Corps of Engineers
USBPR	U.S. Bureau of Public Roads
USBR	United States Bureau of Reclamation
USDA	U.S. Department of Agriculture
u_w	Presión de fase poro-agua
W	Peso [kgf], [N]
w	Contenido de humedad en porcentaje de masas
Å	Ångstrom, unidad de longitud equivalente a $1 \times 10^{-10} \text{ m} = 0,1 \text{ nm}$
γ_d	Peso unitario seco [kN/m^3]
γ_t	Peso unitario total [kN/m^3]
ϵ	cambio volumétrico unitario [m/m], [%]
ρ_s	Densidad seca [kN/m^3], [ton/m^3], [g/cm^3]
ρ_t	Densidad total [kN/m^3], [ton/m^3], [g/cm^3]
Ψ	Succión del suelo [kPa]
θ	Contenido de agua volumétrico [v/v]

Esquivel Monge, Mario.

Propuesta de modificación del ensayo existente de expansión libre para suelos no saturados.

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José. C.R.:

M. Esquivel M., 2017

xvi, 135, [36]h; ils. col. – 105 refs.

RESUMEN

Se propuso y ejecutó una modificación a la prueba ASTM D4546-Método C, con el fin de obtener la verdadera relación entre esfuerzo efectivo e hinchamiento que desarrollan los suelos de arcillas expansivas ante varios estados de humedad y carga axial. También se obtuvieron ciertas propiedades físicas y geotécnicas de las muestras.

Bajo condiciones controladas de laboratorio, simultáneamente con la prueba de consolidación, se midió la succión matricial y la humedad en tres muestras de arcilla del oeste de San José. Además, de cada muestra se obtuvo su humedad natural, el grado de saturación, la granulometría, la densidad natural, la gravedad específica, los límites de consistencia y un análisis termogravimétrico. Se obtuvo satisfactoriamente la curva de expansión libre corregida por el esfuerzo de succión matricial, y se aplicó dicho resultado al diseño de un relleno de sustitución y de una cimentación profunda.

El esfuerzo efectivo de la etapa de expansión libre es totalmente diferente al supuesto por la norma ASTM D4546. El incluir el esfuerzo de succión en el diseño de las estructuras geotécnicas modeladas, produjo resultados significativamente distintos que cuando dichos esfuerzos no fueron adecuadamente considerados.

ARCILLAS EXPANSIVAS; ESFUERZO DE SUCCIÓN; PROPIEDADES GEOTÉCNICAS;
PRESIÓN DE HINCHAMIENTO; EXPANSIÓN LIBRE; ANÁLISIS TERMOGRAVIMÉTRICO.

Ing. Rafael Baltodano Goulding, Ph.D.

Escuela de Ingeniería Civil

1. Introducción

1.1. Justificación

1.1.1. El problema específico

En la práctica geotécnica, la Curva de Expansión-Esfuerzo es frecuentemente usada para estimar el potencial de hinchamiento de un suelo expansivo. Una forma de construir tal curva es la establecida por la norma ASTM D4546: se coloca una muestra de suelo en un anillo de consolidación y se deja reposar bajo una carga vertical determinada. Luego de un tiempo, se inunda el anillo y se permite que la muestra hinche libremente. Una vez que el suelo ha dejado de expandirse, se carga incrementalmente para comprimir la muestra hasta algún valor deseado.

Un resultado típico de la prueba descrita se muestra en la Figura 1. El volumen se representa en el eje de las ordenadas, en forma porcentual con respecto al volumen inicial de la muestra, y el esfuerzo efectivo se considera igual al esfuerzo confinante debido a la configuración de drenaje de la prueba.

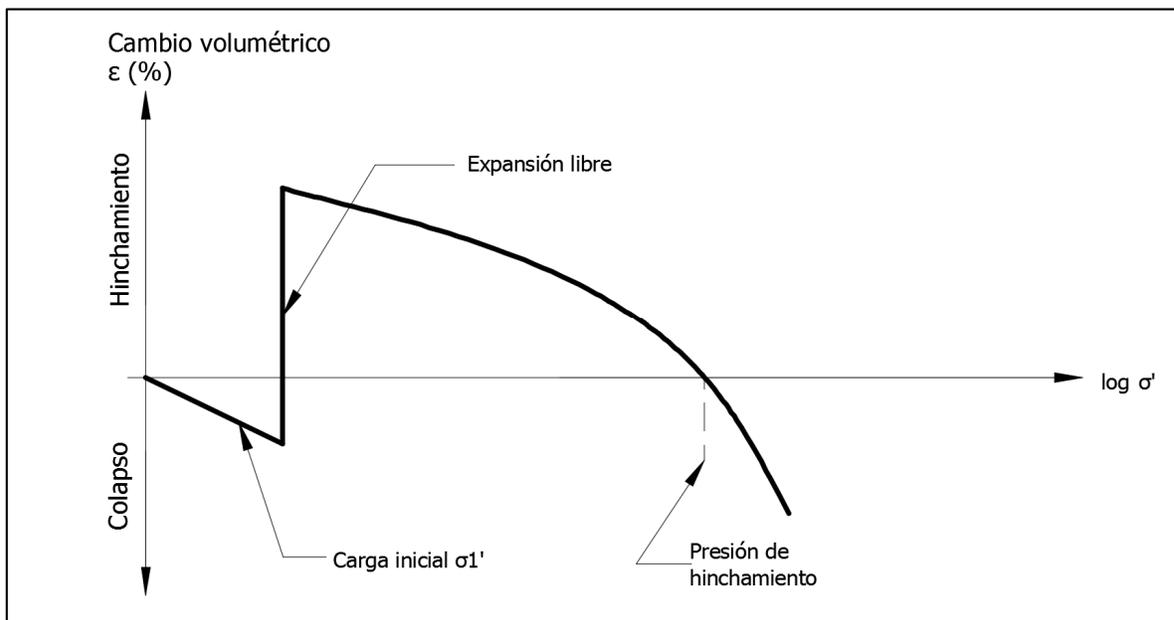


Figura 1. Resultado típico de la prueba de expansión libre ASTM D4546

Fuente: Das, 2006.

Modificado por: el autor, 2015.

Bajo ciertos escenarios, existen varias deficiencias teóricas que supone el aplicar esta curva al análisis y diseño de problemas geotécnicos.

La primera deficiencia consiste en que los suelos de una obra constructiva pueden cargarse en condición no saturada. La curva real de hinchamiento-esfuerzo es diferente para un suelo saturado que para el mismo suelo no saturado (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012). Por ejemplo, al realizar una excavación y colocarle una placa de fundación, se está cargando el suelo en condición no saturada, por tanto la evolución de su hinchamiento conforme se humedece no se conoce con exactitud. De la misma manera, considérese un relleno de sustitución ubicado en una zona que presenta cambios de humedad dramáticos a lo largo del año. Bajo tal escenario, se desconoce cuál es la variación de los esfuerzos efectivos en el relleno en función de la humedad, y por tanto se desconoce ciertamente la estabilidad y capacidad de soporte del mismo.

Otro problema teórico es que en la prueba de expansión descrita anteriormente no se garantiza la saturación total del suelo a pesar de que se le inunda y se le carga lentamente, de manera que el esfuerzo efectivo real puede ser diferente al supuesto. Por tanto, un primer paso para el mejoramiento de los análisis y diseños geotécnicos consiste en la estimación de esfuerzos efectivos en función de la humedad, y la descripción de la relación hinchamiento-esfuerzo del suelo expansivo.

El trabajo propuesto pretende diseñar y ejecutar una modificación a algún tipo de prueba de expansión estándar para determinar gráficamente las relaciones entre esfuerzo, deformación y humedad. Debido a la necesidad de la ingeniería geotécnica de obtener parámetros de diseño de la forma más efectiva posible, se tendrá en mente la meta clara de que tal método propuesto sea razonablemente accesible en términos de costos cronológicos, financieros y operativos.

1.1.2. Importancia

El éxito de la ingeniería geotécnica se debe en parte a la relativa facilidad con la que los ingenieros han podido estimar los esfuerzos en los suelos y predecir su comportamiento, dado que estén en condición saturada. (Alfaro Soto, 2008). Por otro lado, la saturación representa generalmente la condición crítica de capacidad soportante mínima en los diseños geotécnicos; además, en la saturación total los suelos expansivos no presentan

cambios volumétricos adicionales a menos que se reduzca su cantidad de humedad (Baltodano G., 2009).

En la práctica, ha sido difícil extender los conceptos de Mecánica clásica de Suelos al tratamiento de suelos expansivos, en parte por falta de investigación en este campo (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012). Sin embargo, la falta de investigación en suelos expansivos en condición no saturada implica ciertos aspectos económicos de importancia. Por ejemplo, Jones y Holtz (1973) informaron que, en los Estados Unidos solamente, "cada año, la contracción y expansión de los suelos infligen al menos \$ 2,3 mil millones en daños a casas, edificios, carreteras, y tuberías, más del doble de los daños causados por las inundaciones, huracanes, y terremotos". Anualmente, daños a edificios y carreteras causados por suelos expansivos se prevé de miles de millones de dólares en todo el mundo. (Sudjiant, 2012), (Barrera & Garnica, 2002). Con gran razón, varios autores han llamado al cambio volumétrico de suelos "el desastre escondido".

En Costa Rica, "la distribución de arcillas de alta expansividad en el territorio nacional es extensa". Estos suelos son de origen "transportado o residual, por deposición en zonas bajas, de materiales principalmente orgánicos, producto de la erosión de lugares escarpados aledaños, o por la meteorización de suelos piroclásticos". Ejemplos de lugares donde se presentan son el sector sur de la Gran Área Metropolitana (GAM), Lagos de Lindora, Pozos, Siquiaries, Desamparados, El Coyol de Alajuela, zonas planas de Cartago, Cañas, algunos sitios de Liberia, Nicoya y Limón (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015). Los espesores de estas capas varían entre 0,5 m y 4 m. Dichos estratos están subyacidos por ignimbritas, materiales coluviales o laháricos de elementos redondeados, envueltos a su vez por otra matriz arcillosa café de alta plasticidad. (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015).

"Bajo condiciones de cambios extremos de humedad, las arcillas expansivas pueden generar presiones de hinchamiento de hasta 700 kPa ($\approx 7 \text{ kg/cm}^2$), lo cual las hace potencialmente capaces de deformar elementos constructivos como placas de fundación, muros de sótanos, losas, pisos, pavimentos, paredes, tuberías y cajas de registro. Tan peligroso es el hinchamiento como la contracción en este tipo de suelos". La falta de conocimiento del suelo ha provocado, en muchos casos, "pérdidas de vidas, atrasos durante el proceso constructivo, aumentos en los costos y fallas funcionales" de las obras de ingeniería en nuestro país (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015).

Estos problemas de carácter socioeconómico remarcan la importancia científica que reviste el tema seleccionado de la presente propuesta, ya que los procedimientos clásicos de análisis de suelos expansivos aún no han alcanzado un alto grado de refinamiento.

1.1.3. Antecedentes teóricos de las arcillas expansivas

En diferentes países se han estudiado los esfuerzos de succión matricial y su relación con el comportamiento de los suelos expansivos, en aplicaciones tales como estabilidad de taludes (Fredlund D. G., 1987), resistencia al corte (Vanapalli & Fredlund, 2000), licuefacción (Vernay, Morvan, & Breul, 2016), estabilidad de cimentaciones profundas y profundas (CGS, s.f.).

En Costa Rica, en las últimas cuatro décadas se han completado varios estudios que intentan describir el comportamiento de suelos expansivos en el territorio nacional. En 1974, Rodríguez indaga acerca de pavimentos sobre arcillas expansivas. En 1985, Quirós explica el tema "Efecto de suelos expansivos en la cimentación de estructuras livianas". En 1990, Tapia desarrolla su tesis de grado en el tema de estabilización de arcillas expansivas en la zona de Pavas. En 1991, Luis Villalobos expone la "Determinación de cambios volumétricos en arcillas expansivas", para algunos suelos de Santa Ana, Ciruelas de Alajuela y San Pedro de Pavas. Mora (1993) describe la "Estabilización de arcillas expansivas con cal"; Solano (1997) estudia la "Estabilización de arcillas expansivas con agentes químicos ". Bogantes (1999) explica la "Propuesta de zonificación geotécnica para el área metropolitana", continuando la línea de investigación de Gutiérrez (1975) quien caracterizó los suelos de un sector de San José; luego Odio (2000) preparó el "Manual de soluciones teórico-prácticas para el tratamiento de arcillas expansivas". Valerio (2003) elaboró la "Evaluación de métodos de aislamiento de humedad para estructuras livianas y caracterización geotécnica de arcillas expansivas". En el 2009, Baltodano expone la "Influencia del esfuerzo de succión en el comportamiento de deformación de suelos no saturados". Luego Hidalgo (2009) estudió acerca de "Arcillas expansivas: comportamiento, identificación y propiedades una vez estabilizadas con el agente químico EcSS300". López (2010) estudia el efecto de la succión en arcillas expansivas. Castro (2012) y Ramírez (2013) estudiaron muestras de suelos arcillosos mediante diversas pruebas con la intención de identificar su valor geotécnico como subrasante, además

ejecutaron pruebas termogravimétricas (análisis mineralógico), reportaron los resultados en "Estudio de un suelo arcilloso expansivo del Valle Central Occidental de Costa Rica para su uso como subrasante" y en "Comparación de propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación de un suelo arcilloso de subrasante", respectivamente.

La mayoría de los trabajos citados tratan de describir geotécnicamente los suelos expansivos de Costa Rica o emitir recomendaciones técnicas para su estabilidad. Sin embargo, no se encuentran alcances profundos en cuanto a la caracterización de suelos nacionales expansivos con base en posibles relaciones existentes entre la humedad, los cambios volumétricos y los esfuerzos matriciales.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Evaluar una modificación propuesta a la metodología existente de expansión libre para el cálculo de la expansión de suelos expansivos.

1.2.2. Objetivos específicos

Evaluar las propiedades geotécnicas de tres tipos de suelos con características expansivas mediante ensayos de laboratorio.

Diseñar un procedimiento modificado al ensayo de expansión libre que permita determinar la curva de expansión para los suelos en estudio.

Medir la curva de expansión modificada en términos de los esfuerzos efectivos de los suelos en estudio en condición no saturada.

Comparar la metodología existente con la propuesta mediante la aplicación a problemas de análisis geotécnico que involucren suelos expansivos.

1.3. Delimitación del problema

1.3.1. Alcance

Únicamente se aplicaron las siguientes pruebas consideradas necesarias para la caracterización de las muestras de suelos: a) granulometría, b) límites de consistencia de

Atterberg, c) gravedad específica, d) contenido de humedad y grado de saturación, e) densidad natural ("bulk"), f) TGA (análisis termogravimétrico).

Los resultados de las pruebas TGA se compararon con los obtenidos por Ramírez (2013) y Castro (2012), y con una muestra de arcilla Ca-montmorillonita (Schilling, 1990).

Como se explicó en los Objetivos, se propuso una sola prueba en la cual se midieron únicamente cuatro parámetros: la succión matricial, el esfuerzo confinante, la humedad de la muestra y la deformación volumétrica uniaxial.

No se realizaron pruebas de corte directo, ensayo triaxial, permeabilidad. Tales pruebas no están ligadas al cumplimiento de objetivos de este trabajo.

Únicamente se correlacionaron los efectos de succión matricial, humedad y esfuerzos con tal de cumplir con los objetivos presentados en esta propuesta.

Se comparó el resultado de la prueba diseñada en este trabajo con el resultado de alguna prueba de expansión típica. Tal comparación se hizo únicamente mediante el análisis de dos problemas geotécnicos: el análisis de un relleno de sustitución y el análisis de una cimentación con pilotes en un suelo expansivo.

1.3.2. Limitaciones

Se experimenta únicamente con tres muestras de suelos, todas con características expansivas y provenientes del sector oeste de San José. Específicamente, se trata de una sola muestra inalterada y dos muestras remoldeadas de suelo. A cada muestra de suelo sólo se le aplica (una sola vez) cada una de las pruebas mencionadas según la sección 1.4.2.

Se obtuvieron las tres muestras entre diciembre del 2015 y mayo del 2016.

No se contó con presupuesto monetario para la realización de este experimento, salvo para seis visitas en total a los tres sitios de extracción de muestras.

Los métodos, conclusiones y recomendaciones generados en este reporte pueden ser aplicados sólo a suelos que presenten condiciones y características similares a las muestras utilizadas en el presente trabajo, dichos los métodos y conclusiones no pueden ser generalizados a todo tipo de suelos en el país.

En este trabajo no se determinó el efecto que tuvo la manipulación de la muestra desde su extracción de sitio al sitio del ensayo. La manipulación puede afectar parámetros como

succión, esfuerzos internos y cohesión aparente (Das B. , 1999), (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012).

No se midieron otras variables de influencia presentes en la experimentación, tales como temperatura, humedad ambiental, presión atmosférica. Estas variables están implícitas en la succión matricial y se suponen constantes a lo largo de los experimentos realizados. Tampoco se incluyeron fuentes electromagnéticas de ningún tipo.

En cuanto a las limitaciones de los métodos y teorías que se emplearon en este trabajo, se tiene:

- En laboratorio sólo se obtuvo un segmento de la curva característica suelo-agua, debido a que el tensiómetro empleado mide succiones en el rango de 0 a 100 kPa.
- El modelo general de Fredlund-Xing calibrado por Perera (2005) para estimar la curva característica suelo-agua fue derivada a partir de suelos en estado no natural (bases y subrasantes de carreteras de Estados Unidos), su aplicación para suelos naturales puede generar resultados no satisfactorios.
- El modelo de van Genuchten (1980) para estimar la curva característica suelo-agua requiere conocer los valores de entrada de aire y humedad residual previamente, es decir se requiere conocer experimentalmente dichos valores, sin embargo al tratarse de un modelo numérico, pueden tomarse valores de referencia de materiales conocidos y aplicarlos al modelo al inicio de las iteraciones.
- El modelo de Bishop de esfuerzos efectivos, incluye el valor empírico χ el cual no es intrínseco de cada suelo sino que depende de varios factores, en este informe se tomó como directamente proporcional al grado de saturación.

1.4. Metodología

La metodología seguida para la elaboración del proyecto propuesto se muestra en la Figura 2.

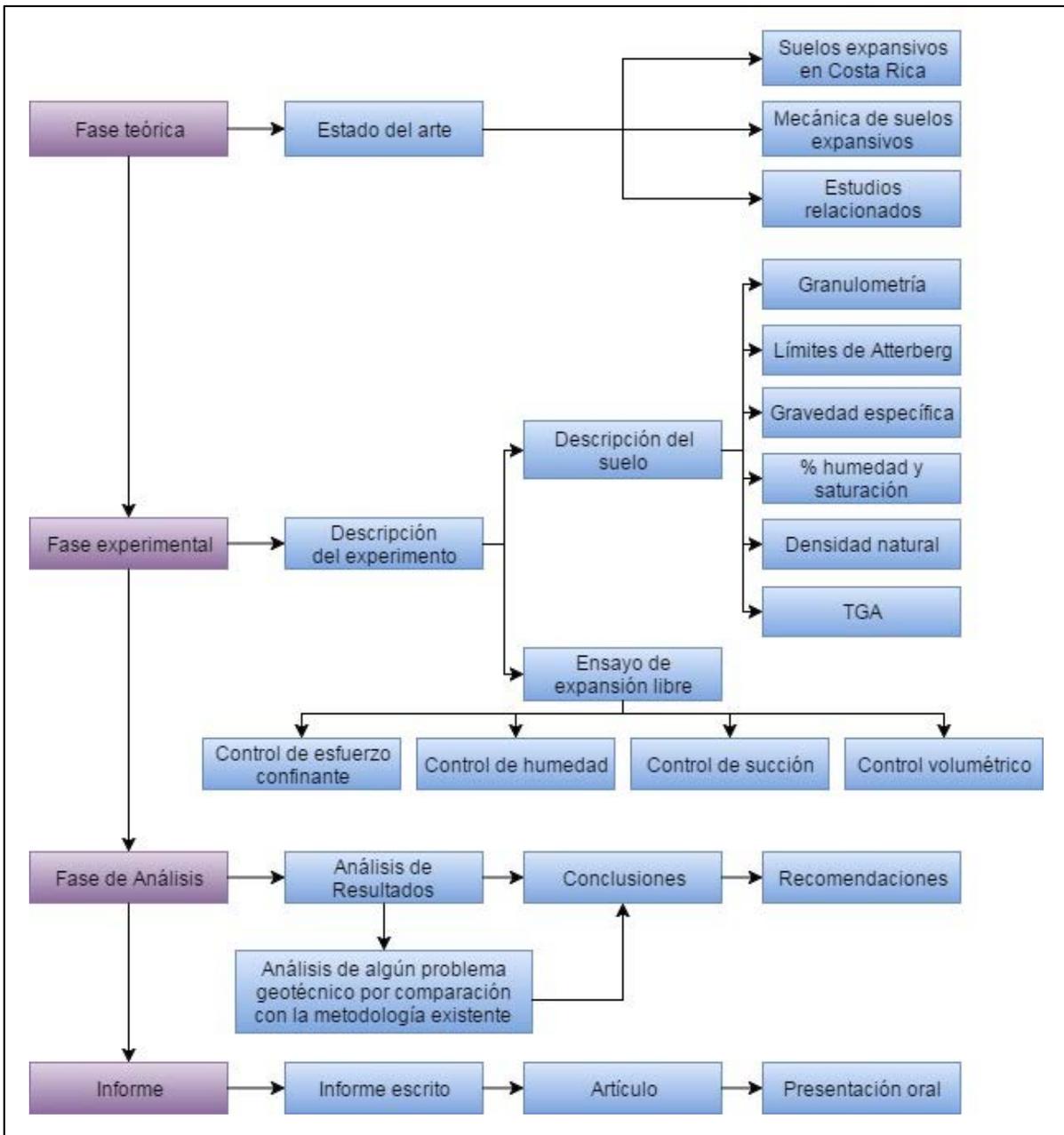


Figura 2. Metodología empleada

1.4.1. Fase teórica

Se revisa la información bibliográfica pertinente a la Mecánica de Suelos expansivos.

Suelos expansivos en Costa Rica: Se busca información relacionadas con suelos expansivos en Costa Rica, para conocer cuál ha sido el enfoque general, alcance,

limitaciones y recomendaciones que ha tenido este tipo de investigación en el país. Se accede a tesis de la UCR.

Mecánica de suelos expansivos: Se revisa la información bibliográfica disponible en medios digitales, sitios web y portales de acceso privado o bien de la UCR.

Estudios relacionados: Se toman en cuenta resultados y análisis derivados de experimentos realizados en Costa Rica o en otras partes del mundo, con tal de tomar recomendaciones en este experimento versus los ejecutados por otras personas.

1.4.2. Fase experimental

Se describe el experimento en forma y funcionamiento. Se describen los parámetros y se describe la forma de medirlos o estimarlos.

Descripción del suelo: Se ejecutaron las pruebas indicadas en Cuadro 1.

Cuadro 1. Cantidad y tipo de pruebas a ejecutar por cada muestra de suelo

<i>Número y tipo de muestra</i>	Suelo 1 Remoldeada	Suelo 2 Remoldeada	Suelo 3 Inalterada
Tipo de prueba	Cantidad de pruebas ejecutadas		
Granulometría: ASTM 6913, ASTM D422	1	1	1
Límites de Atterberg: ASTM D4318	1	1	1
Gravedad específica: ASTM D854	1	1	1
Contenido de humedad y saturación: ASTM D2216	1	1	1
Densidad natural ("bulk"): ASTM D7263	1	1	1
TGA (análisis termogravimétrico): ASTM E1131	1	1	1

Además, con tal de cumplir los objetivos de este trabajo, se usa el edómetro de manera similar a como se emplea durante el ensayo de consolidación o expansión libre. En esta prueba, se controla el incremento de presión confinante agregando masas conocidas. Se

le agrega agua y la pérdida de agua por evaporación se mide al comparar la pérdida de agua en una probeta calibrada adjunta. Se mide el cambio volumétrico con un algún dispositivo graduado. La presión interior se determina con ayuda de la curva característica suelo-agua o con medición directa cuando sea necesario. Un esquema del montaje de la prueba se muestra en la Figura 3.

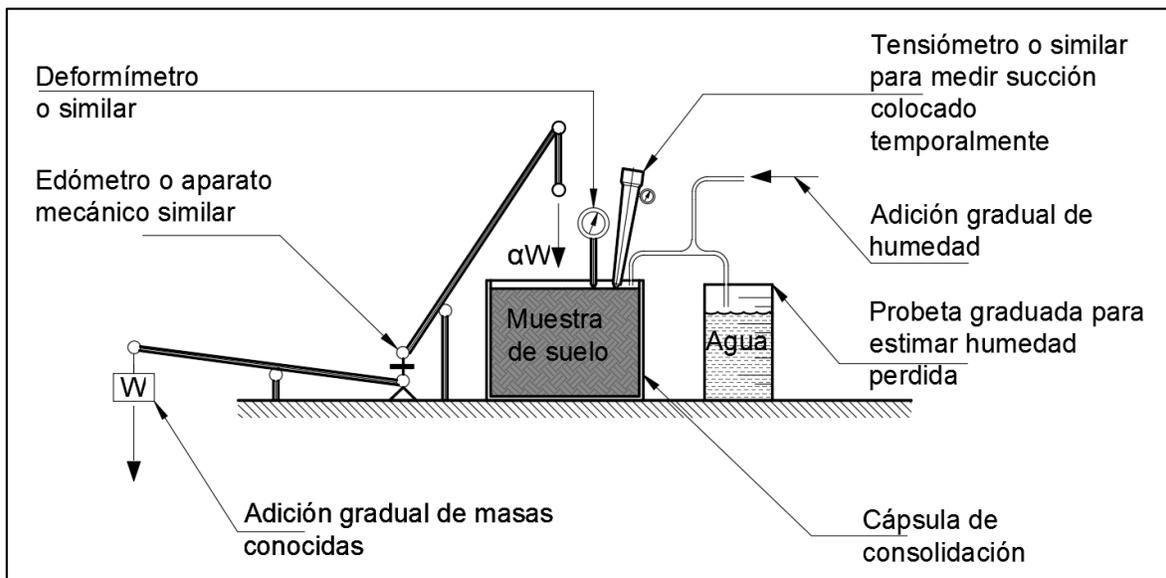


Figura 3. Esquema de prueba propuesta de consolidación

1.4.3. Fase de análisis

En esta etapa procede compilar los resultados y analizarlos con base en los objetivos de esta propuesta.

Análisis de resultados: Se grafican las curvas humedad, succión, esfuerzo y deformación. Se analizan y se evalúan los suelos muestreados, y se procede a clasificar sus características físicas.

Análisis de problemas geotécnicos por comparación con la metodología existente: Se analizan dos ejemplos de diseño de estructuras en suelos expansivos, con tal de comparar los resultados de aplicar la metodología clásica de expansividad versus la prueba de expansión recomendada en este trabajo. Se presenta un ejemplo de diseño de cimentaciones profundas y un ejemplo de relleno de sustitución.

Conclusiones: Con base en los resultados y sus análisis, se juzga si la práctica existente en Mecánica de Suelos (prueba de expansión libre) es un buen parámetro para el análisis de problemas geotécnicos. Se identifican las fuentes de error y las limitaciones inherentes del experimento.

Recomendaciones: Con base en las conclusiones, se emiten recomendaciones acerca de si los métodos actuales de evaluación de esfuerzo-deformación en suelos expansivos, tienen un rango de precisión aceptable desde el punto de vista práctico, o bien si la metodología actual para determinar el hinchamiento de suelos expansivos requiere mejoras. Se enuncian recomendaciones para la futura reproducción del experimento, con tal de subsanar puntos débiles del procedimiento ejecutado. Se plantean interrogantes relacionadas con la presente experimentación que por el alcance del trabajo no se hayan podido resolver.

2. Marco teórico

El suelo se puede definir como las partículas no cementadas de agregado mineral, rellenas con líquidos y gases entre sus espacios. En ingeniería civil, la Mecánica de Suelos es la rama que estudia las propiedades físicas de los suelos. Estos se pueden clasificar con base en la distribución-tamaño de las partículas, densidad, retención de humedad y su mineralogía (Das B. , 1999).

Como objetivo de este estudio, se vuelve importante la caracterización de los suelos constituidos por arcillas expansivas. Un suelo de arcilla expansiva puede ser definido como aquel que desarrolla una expansión volumétrica mayor al 2% al ser inundado bajo una sobrecarga de 7 kPa según la prueba ASTM D4829 (International Code Council, 2006). La presencia de incluso una pequeña cantidad de arcilla en la masa del suelo puede afectar las propiedades ingenieriles de dicha masa, tales como su capacidad de drenaje, resistencia y compresibilidad. Cuando el contenido de arcilla es aproximadamente el 50%, los granos de arena y limo están esencialmente flotando en la matriz arcillosa y dichas partículas tienen poco efecto en el comportamiento ingenieril del suelo (Holtz & Kovacs, 1981).

Con efecto de entender el comportamiento de los suelos de arcilla estudiados, se presenta a continuación un listado de los principales conceptos en Mecánica de Suelos y la forma en que se abordó su estudio en este informe.

2.1. Clasificación de los suelos según la granulometría

Para describir suelos por su tamaño, varias organizaciones han desarrollado clasificación basada en el tamaño (Das B. , 1999). A modo ilustrativo, el Cuadro 2 muestra la clasificación de suelos desarrollada por diversos organismos estadounidenses.

Cuadro 2. Ejemplos de sistemas de clasificación de suelos de Estados Unidos, por tamaño de partículas.

Organización	Tamaño de partícula (mm)			
	Gravas	Arenas	Limos	Arcillas
MIT	>2	2 a 0,06	0,06 a 0,002	<0,002
USDA	>2	2 a 0,05	0,05 a 0,002	<0,002
AASHTO	76,2 a 2	2 a 0,075	0,075 a 0,002	<0,002
SUCS	76,2 a 4,75	4,75 a 0,075	Finos (<0,075)	

Fuente: Das, 2006.

En este informe, sólo se identificaron las muestras de estudio según SUCS, el cual divide los suelos en dos grandes categorías:

- Suelos de agregado grueso cuando las partículas finas (< 75 μm) constituyen menos del 50% de su masa, con subclasificaciones de símbolo G (grava > 4,75 mm) y S (sand=arenas, 4,75 mm a 75 μm), W (well = bien gradado) y P (poor=mal gradado).
- Suelos de agregado fino, compuesto por al menos 50% de partículas finas, consta de limos M (del sueco mo= arena fina), arcillas C (clay) y los orgánicos O y Pt (peat=turba), subdivididos a partir de la carta de plasticidad según la sección 2.2.

Es importante notar que desde el punto de vista de Mecánica de Suelos, las arcillas constan de partículas con diámetro efectivo menor a 0,002 mm. En algunos casos pueden tratarse de partículas de 0,002 a 0,005 mm. Algunas partículas clasificadas como arcillas por su tamaño pueden no contener minerales de arcilla, entendidos según se explica en la sección 2.5 (Das B. , 1999).

Para la clasificación granulométrica de las muestras estudiadas, se realizó el siguiente procedimiento.

2.1.1. Análisis por mallas estándar - ASTM D6913

Este método consiste en la separación de las partículas por rangos de tamaños con lo cual se construye la curva de distribución, o gradación, del suelo. Para esto, se tamiza el suelo,

seco y esparcido, a través de un conjunto de mallas con aberturas en orden descendente, desde los 75 mm hasta 75 μm de diámetro. Las mallas usadas en este reporte son las mostradas en la Figura 4.

Designación No.	Abertura (mm)
4	4.75
10	2.00
20	0.850
40	0.425
60	0.250
100	0.150
140	0.106
200	0.075

Figura 4. Nomenclatura de mallas estándar

Fuente: ASTM D6913, 2004.

En este método, se reporta la fracción más fina del espécimen como el porcentaje que se perdió al lavar la muestra usando como filtro la malla estándar número 200 (75 μm).

2.1.2. Análisis por hidrómetro - ASTM D422

Para definir la gradación de las partículas más finas que 75 μm presentes en la muestra de suelo, es necesario recurrir a otros procedimientos, tales como el análisis de hidrómetro. Según el principio de Stokes, cuando diferentes partículas esféricas están sumergidas en agua, las mismas se sedimentan a diferentes velocidades, dependiendo en su forma, tamaño, peso y viscosidad del agua.

Los granos de suelo en agua, idealizados esféricamente, primero deben ser dispersados, para lo cual se emplean ciertos productos químicos anticoagulantes o defloculantes, como el hexametáfosfato de sodio $[(\text{NaPO}_3)_6]$. Este se agrega a 50 g de suelo y previo reposo de 24 horas, se agita dentro de un vaso cilíndrico esbelto lleno de agua.

Una vez conseguida la dispersión uniforme del suelo en el agua, se coloca, a intervalos regulares de tiempo, el densímetro o hidrómetro, que está graduado para indicar la masa de partículas más finas que cierto diámetro que están aún presentes en suspensión (Das B. , 1999).

Para la determinación de partículas suspendidas se usó:

$$D = \sqrt{\frac{30 \eta}{g (G - G1)}} \sqrt{\frac{L}{T}} = K \sqrt{\frac{L}{T}} \quad (1)$$

con:

D: tamaño máximo de partículas suspendidas (mm).

g: aceleración gravitacional: 980 cm/s².

η: coeficiente de viscosidad del agua en Poises, depende de la temperatura.

L: profundidad de inmersión efectiva del hidrómetro (cm) corregida por menisco.

T: tiempo transcurrido (min).

G: gravedad específica de las partículas de suelo.

G1: gravedad específica del medio en suspensión (agua destilada ≅ 1).

K: constante que depende de la temperatura, de η y de G.

Finalmente se calcula el porcentaje de suelo en suspensión (porcentaje más finos) en el instante T:

$$\%Pasando = 100 \frac{R_c \cdot a}{W_s} \quad (2)$$

con:

W_s: peso seco del suelo empleado en el ensayo, corregido por humedad higroscópica.

R_c: lectura del hidrómetro corregida (granos de suelo en suspensión)

R_c = R_{real} - C_{cero y defloculante} + C_{temperatura}

a: coeficiente de corrección en función de la gravedad específica del suelo.

R_{real}: lectura de la graduación del hidrómetro

C_{cero y defloculante}: corrección debido a la suspensión

C_{temperatura}: corrección por temperatura ambiental

Los valores de correcciones, constantes y valores típicos tabulados fueron tomados del documento ASTM D422 y del manual del fabricante del hidrómetro.

2.2. Clasificación SUCS según los límites de consistencia

Cuando a humedades bajas los suelos no experimentan cambios volumétricos aunque dicha humedad varíe un poco, se dice que el suelo se encuentra en estado sólido, ya que su consistencia es similar a la de un sólido rígido. Conforme se humedece, los vacíos entre las partículas del suelo no aceptan más agua, momento a partir del cual se da un aumento en el volumen total y la consistencia del suelo se torna ligeramente rígida y frágil, lo cual se conoce como estado semisólido. Luego, a partir de cierta humedad, el suelo puede ser moldeado dentro de un rango de humedades sin desmoronamiento ni resquebrajamiento, dicho comportamiento ocurre en el estado plástico. Esta naturaleza cohesiva se debe al agua absorbida que rodea las partículas de arcilla. Por último, con contenidos altos de humedad, el comportamiento del suelo es similar al de un líquido viscoso, con lo cual se conoce el estado líquido. Por tanto, el comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido (Das B. , 1999).

Un marco empírico pero estándar que delimita los contenidos de agua para cada uno de los comportamientos antes descritos son los Límites de Atterberg, los cuales son el límite de contracción (LC), límite plástico (LP) y límite líquido (LL). La Figura 5 muestra diagramáticamente el concepto de Límites de Atterberg.

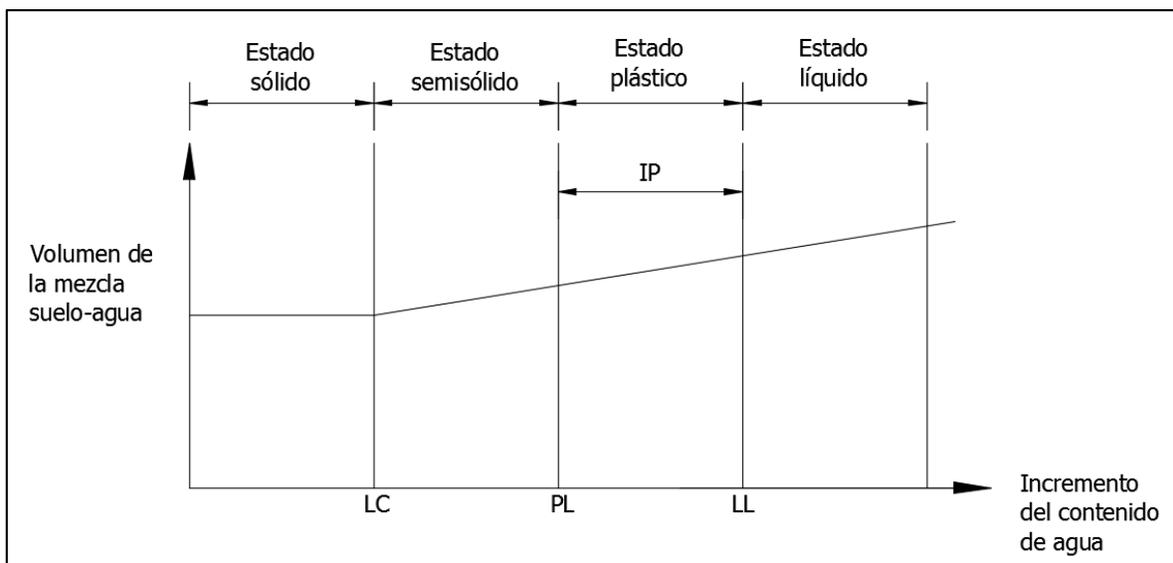


Figura 5. Diagrama conceptual de los Límites de Atterberg.

Fuente: Das, 1999.

En síntesis, los límites de consistencia corresponden a las cantidades de humedad respectivas que el suelo requiere obtener para pasar de uno a otro de los estados de consistencia mencionados anteriormente. Además, el Índice de Plasticidad (IP) es el rango de humedades entre el cual el suelo se mantiene en el estado plástico:

$$IP=LL-LP \quad (3)$$

En la práctica para determinar los límites de consistencia se ejecuta la norma ASTM D4318. Por definición LL corresponde a la humedad requerida para que el surco formado en la cuchara de Casagrande se cierre, con 25 golpes, una longitud de 12,7 mm. El LP es definido como el contenido de humedad al cual el suelo se descascara cuando es arrollado en bastones de 3,2 mm de diámetro (Das B. , 1999). Para la determinación de ambos límites, se usa material pasando la malla 40 (0,425 mm), que ha sido homogenizado con agua destilada y dejado en reposo por un período de 24 horas antes de ejecutar las pruebas.

Atendiendo a los límites de consistencia, el método SUCS etiqueta los suelos finos por medio de la carta de plasticidad (Figura 6), la cual separa los suelos con un límite líquido ya sea alto H (high) o bajo L (low), límite arbitrariamente definido en 50, y el índice de plasticidad.

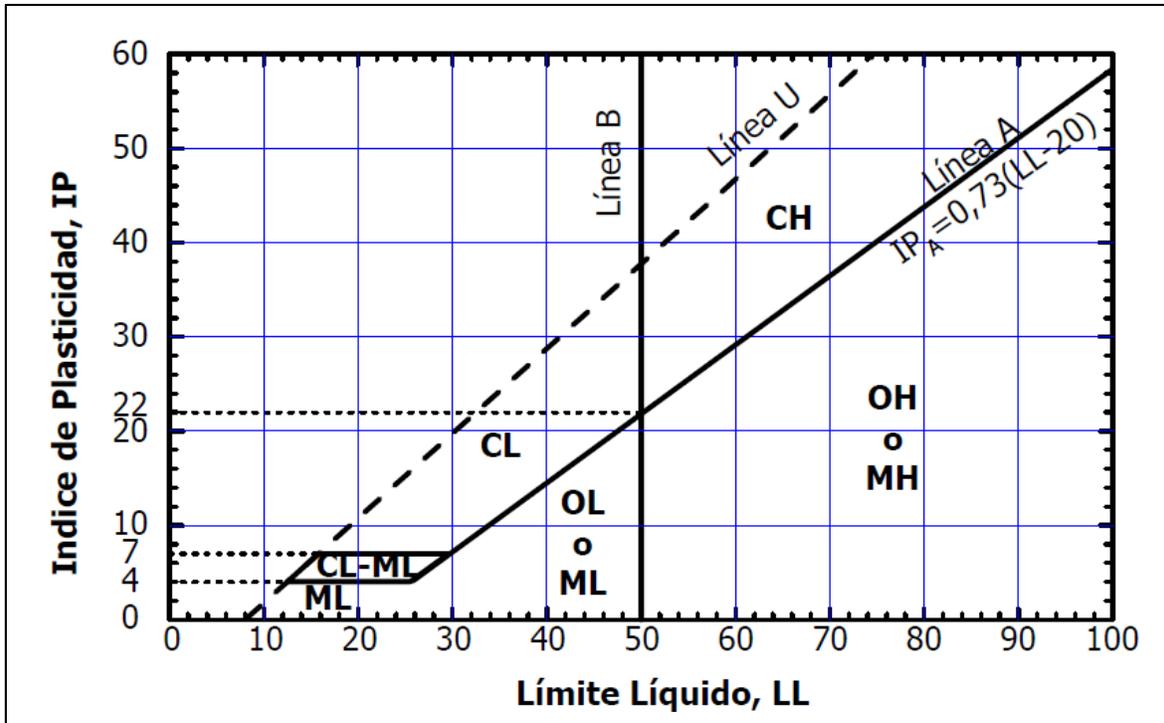


Figura 6. Gráfica de plasticidad SUCS.

Fuente: ASTM D2487, 2011.

En el anexo Figura A. 7 se muestra el tipo de suelo esperable según la carta de plasticidad, para otros tipos de suelos tales como arenas y limos.

2.3. Gravedad específica

Los suelos están conformados por conjuntos de partículas sólidas agregadas con espacios vacíos (poros) rellenos con fluidos, por tanto el suelo como tal consta de tres fases principales, sólida, líquida y gaseosa. La Figura 7 representa una pequeña muestra de suelo.

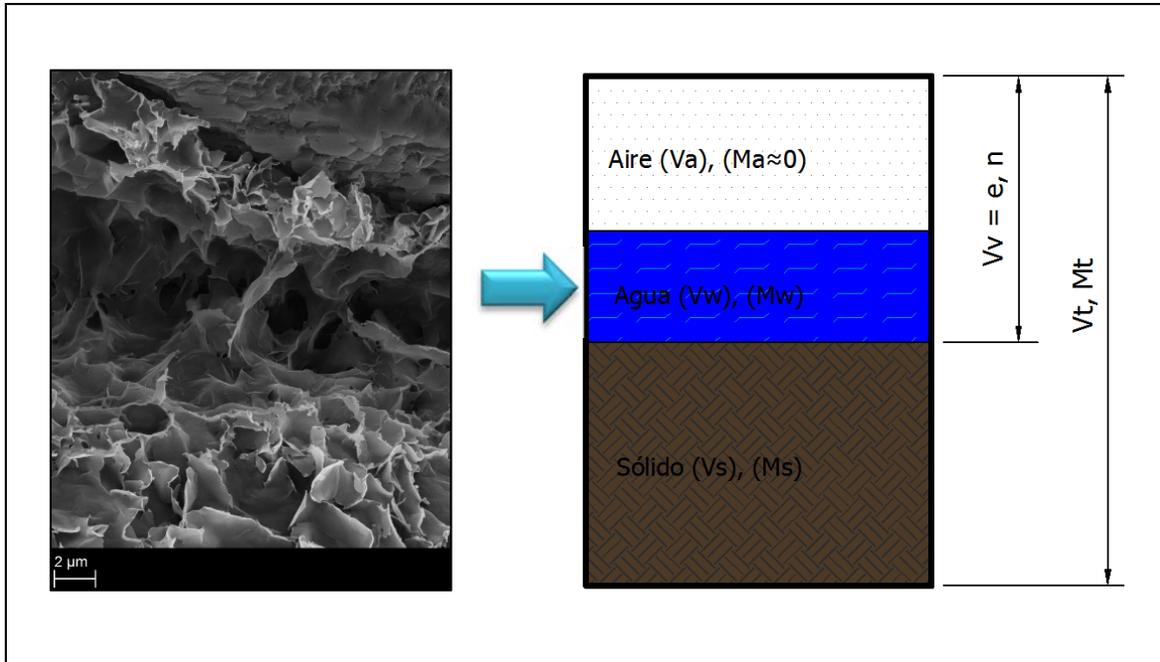


Figura 7. Representación esquemática de las fases que componen los suelos naturales.

Fuente: Delbos, s.f.

Modificado por: el autor, 2016.

Las relaciones entre las dos fases fluidas y la fase sólida son importantes en la caracterización de los suelos. Una de estas caracterizaciones es la gravedad específica G_s . Este término indica la razón entre la densidad de la fase sólida y el agua, como se muestra en la ecuación (4).

$$G_s = \frac{M_s/V_s}{M_w/V_w} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (4)$$

Para determinar G_s se procedió según ASTM D854. Se tomaron aproximadamente 40 g de suelo seco al horno pasando malla No. 4, se introdujo en un picnómetro de 250 ml que luego se llenó hasta la mitad del bulbo con agua destilada. Inmediatamente se le sacó el aire a la mezcla con una bomba de vacío durante dos horas, tiempo durante el cual el picnómetro fue agitado vigorosamente por un aparato vibrador. Al finalizar la desaireación, se colocó el picnómetro en una tina grande llena de agua temperada, por varias horas, hasta que la mezcla de suelo alcanzase una temperatura constante de $t = 23,0 \text{ }^\circ\text{C}$, finalmente se llenó con agua, a la misma temperatura hasta una marca en el cuello del

picnómetro. La gravedad a esta temperatura de prueba (G_t) se calcula al comparar la masa de agua desplazada:

$$G_t = \frac{\rho_s}{\rho_{w,t}} = \frac{M_s}{M_{\rho w,t} - M_{\rho ws,t} + M_s} \quad (5)$$

Con:

M_s =masa de suelo seco al horno

$M_{\rho ws,t}$ =masa del picnómetro con suelo y agua a la temperatura t

$M_{\rho w,t}$ =masa del picnómetro lleno de agua a la temperatura t (calculado previamente por personal del Lanamme).

La gravedad específica G_s se reporta a una temperatura de 20,0 °C, por tanto el término obtenido debe ser corregido:

$$G_s = K * G_t \quad (6)$$

Donde K es el coeficiente de temperatura igual a 0,99933 para t = 23,0 °C. (ASTM D854, 2014).

2.4. Contenido de humedad y grado de saturación

Se expresa la ocurrencia natural del agua en el suelo mediante la relación masa de agua entre masa de sólidos (M_w/M_s). De acuerdo con la norma empleada (ASTM D2216, 2010), se tomó una muestra de suelo natural de aproximadamente 500 g, limpia de materia orgánica-aceites-cementos, se secó en el horno a 110 °C por un mínimo de 24 horas, tiempo al cual se registró la pérdida de masa que es la pérdida de agua y el contenido de humedad gravimétrico natural se calculó como:

$$w(\%) = \frac{M_w}{M_s} = \frac{M_{csh} - M_{css}}{M_{css} - M_c} \cdot 100 \quad (7)$$

Donde:

M_{csh} = masa de cápsula y suelo húmedo (g)

M_{css} = masa de cápsula y suelo seco al horno (g)

M_c = masa de cápsula (g).

Los resultados anteriores se reportaron al 0,1% más próximo.

Otra manera de indicar el contenido de agua absorbida es mediante relaciones de volumen. El grado de saturación (S) expresa la cantidad de agua de agua (V_w) con respecto al total de vacíos que contiene el suelo (V_v) (ver Figura 7). Se calcula como:

$$S (\%) = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w G_s \rho_s}{G_s - \rho_s} * 100 \quad (8)$$

Donde w es el contenido de agua gravimétrico expresado en decimales y ρ_s es la densidad seca determinada a partir de la sección 2.5.

Útiles para determinar la cantidad de agua en relación con el esfuerzo matricial, en la sección 2.11 se usará la saturación y contenido de humedad volumétrico. Primero, el contenido de agua volumétrico (EVS, s.f.) se define como:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} = w \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (9)$$

Finalmente, el grado de saturación efectivo o contenido de agua normalizado (van Genuchten, Leij, & Yates, 1991) es:

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (10)$$

θ_s = Valor entrada de aire, explicado en la sección 2.11.

θ_r = Humedad residual, explicado en la sección 2.11.

2.5. Clasificación de las arcillas según su estructura mineral

Las arcillas están compuestas por complejos minerales de silicatos de aluminio. Para efectos del presente reporte, las subdivisiones más importantes del grupo de minerales de arcilla con estructura cristalina son los grupos de las caolinitas, el de las illitas y el de las esmectitas. Todos son aluminosilicatos hidratados cristalinos. En el Anexo C se explica con más detalle la composición mineral de las arcillas.

2.5.1. Grupo de las caolinitas

El miembro más abundante de este grupo es la caolinita, el cual consiste en bicapas (silice con alúmina o gibbsita, mineral tipo 1:1) de espesor típico 0,72 nm y ancho lateral indefinido. La unión entre paquetes se da por enlaces de hidrógeno. Este tipo de unión es suficientemente fuerte como para prevenir la hidratación, el hinchamiento y permite la formación de unidades estructurales grandes, generalmente un cristal de caolinita lo constituyen entre 70 y 100 paquetes de espesor. Presenta poca sustitución isomorfa, de solo un átomo de silicio por uno de aluminio a cada 400 de silicio. Consecuentemente, los suelos caoliniticos tienen poca plasticidad y son estables en presencia de agua (Murthy, 2003). En la Figura 8 se ilustra la caolinita.

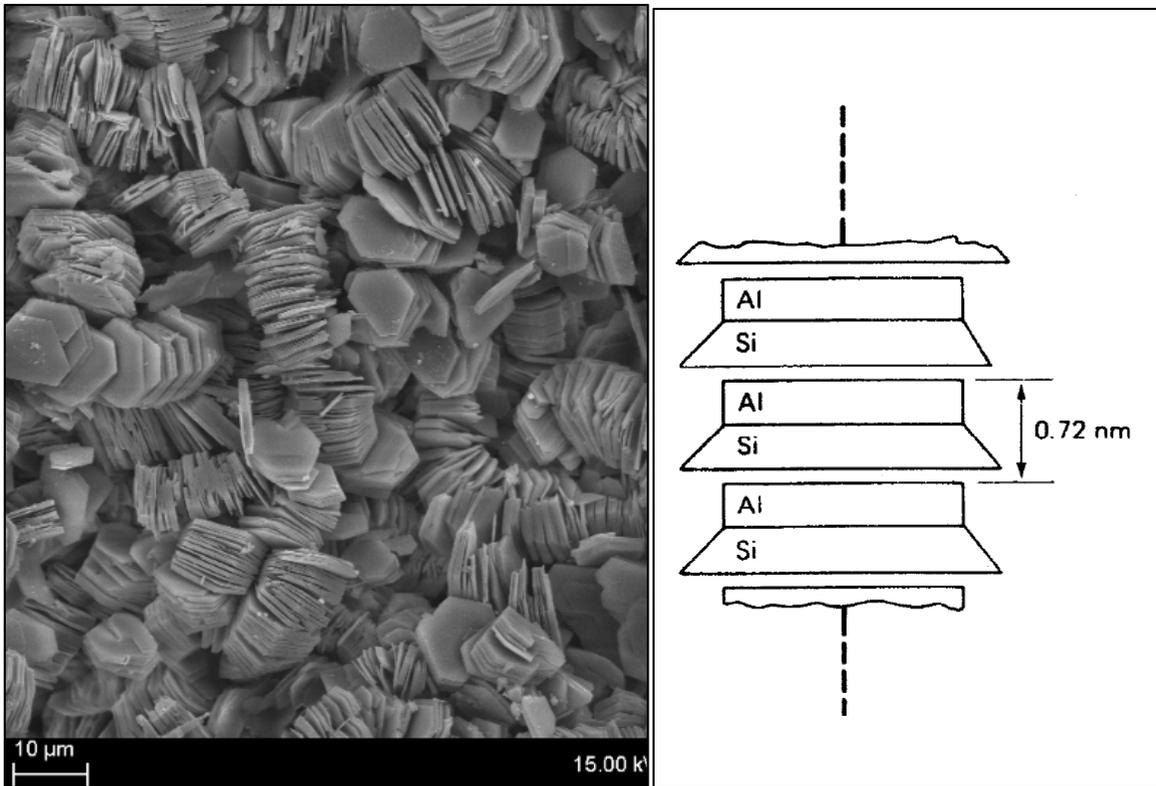


Figura 8. Cristal de caolinita.

(Izquierda) Escaneo electrónico de arcilla proveniente del Mar del Norte, Reino Unido. Se muestran cristales planos en contacto directo. (Derecha) Esquema de los paquetes estructurales.

Fuente: Delbos, s.f. Holtz & Kovacs, 1981.

2.5.2. Grupo de la illita

La illita presenta un empaquetamiento tipo 2:1 de 1 nm de espesor, con un átomo de potasio como material de unión interlamilar, proporcionando una relativa fuerte unión entre paquetes (Holtz & Kovacs, 1981). Presenta sustitución isomorfa más alta que la caolinita, intercambiando un átomo de silicio por uno de aluminio, magnesio o hierro a cada 7 átomos de silicio. (Lambe & Whitman, 1972). Manifiesta tendencia a formar grumos de materia, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen; por ello su potencial de hinchamiento es medio entre la caolinita y las esmectitas. La illita proviene de la alteración de las micas y feldespatos potásicos (se considera una mica hidratada con deficiencia de potasio), además puede dar origen a la montmorillonita o a otras esmectitas (Mindat, s.f.), (Gaudette & otros, 1964). Ver Figura 9.

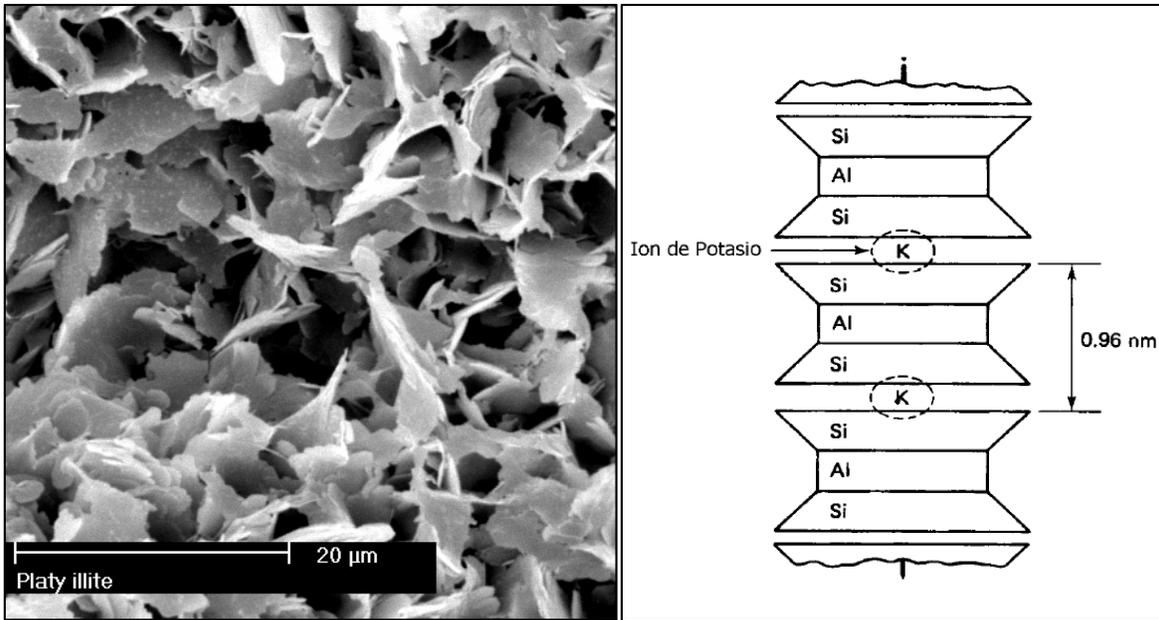


Figura 9. Cristal de illita.

(Izquierda) Láminas de Rotliegend, norte de Alemania. (Derecha) Representación química.

Fuente: Roe, s.f. Holtz & Kovacs, 1981.

2.5.3. Grupo de las esmectitas

Constan de estratos tipo 2:1. Se divide en dos grupos, distinguiéndose las dioctaédricas (aluminicas), tales como la montmorillonita, la beidellita y la nontronita; las trioctaédricas (magnésicas), tales como la saponita y la hectorita. Los miembros de las esmectitas presentan en general elevada capacidad de expansión según el contenido de agua interlamilar. La montmorillonita es la especie más representativa del grupo, está constituida por paquetes sílice-gibbsita de espesor aproximado a 0,96 nm y ancho indefinido. Forma unidades estructurales muy pequeñas de incluso sólo 6 paquetes de espesor, en contraste con las 70 o más de la caolinita (Jonas & Oliver, 1967). En la montmorillonita, la unión entre paquetes se da por fuerzas débiles secundarias, presenta altos grados de sustitución isomórfica (un Al por un Mg a cada 6 Al) y su gran superficie específica presenta una considerable deficiencia eléctrica. Por estas razones, la montmorillonita es sumamente activa (definida en la sección 2.9.1) y expansiva en presencia del agua e iones hidratados (Holtz & Kovacs, 1981). Los suelos de montmorillonita por lo general resultan de los fuertes procesos meteorizadores de climas tropicales y ambientes hidrotermales, a partir de tobas y ceniza volcánicas (Mindat, s.f.).

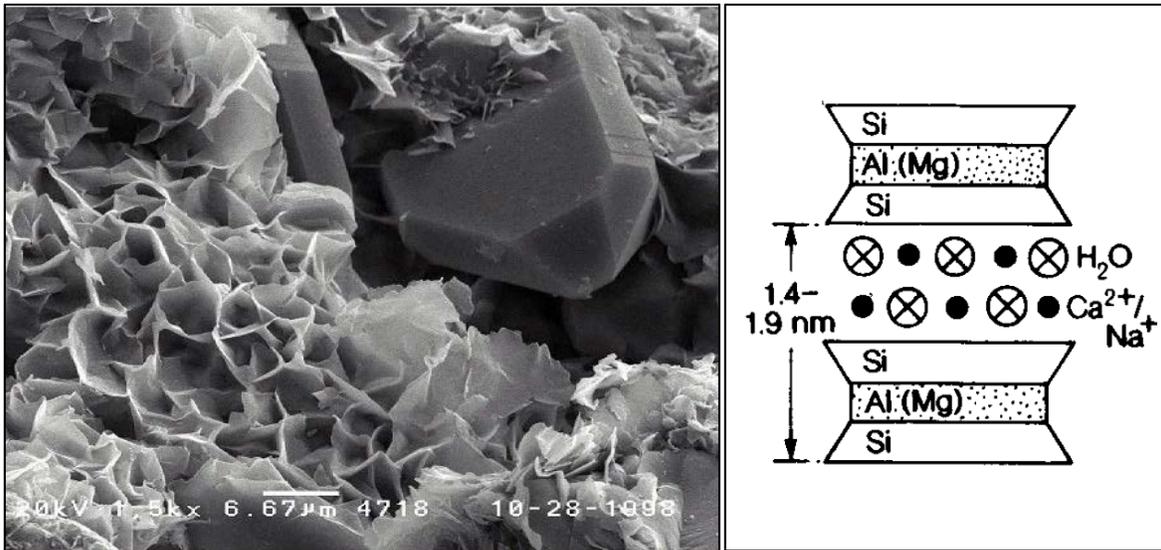


Figura 10. Cristal de montmorillonita.

(Izquierda) Hojuelas autigénicas crecidas junto a granos de cuarzo. (Derecha) Representación química.

Fuente Weatherford Laboratories, 1998. Selby, 1998 citado por Vargas Monge, 2014.

2.5.4. Otros grupos

Clorita, vermiculita y talco son tres grupos considerados por algunos autores como familias diferentes de minerales arcillosos (Mineralogical Society of America, 1979). La clorita presenta estructuración tipo 2:1:1, puede tener considerable sustitución isomórfica y aleatoriamente perder una lámina de brucita o gibbsita, por lo cual es susceptible a hinchamiento, aunque en menor grado que la montmorillonita (Holtz & Kovacs, 1981). La vermiculita es química y estructuralmente similar a la montmorillonita (es tipo 2:1), se distingue de esta porque los cationes hidratados forman una doble capa hexagonal como material interlamilar. El talco consiste en estructuras cristalinas tipo 2:1, con nula sustitución isomórfica y enlace interlamilar secundario. Otros aluminosilicatos arcillosos son los amorfos palygorskita (conocida también como atapulgita) y alofana (emparentada con las caolinitas). Bajo condiciones especiales de meteorización, estos minerales pueden constituir parte importante de suelos y generar problemas para el geotecnista. (Mineralogical Society of America, 2001). En la Figura 11 se muestran ejemplos de algunos

minerales de arcilla incluidos en este apartado (también ver los anexos Figura A. 8 a Figura A. 10).

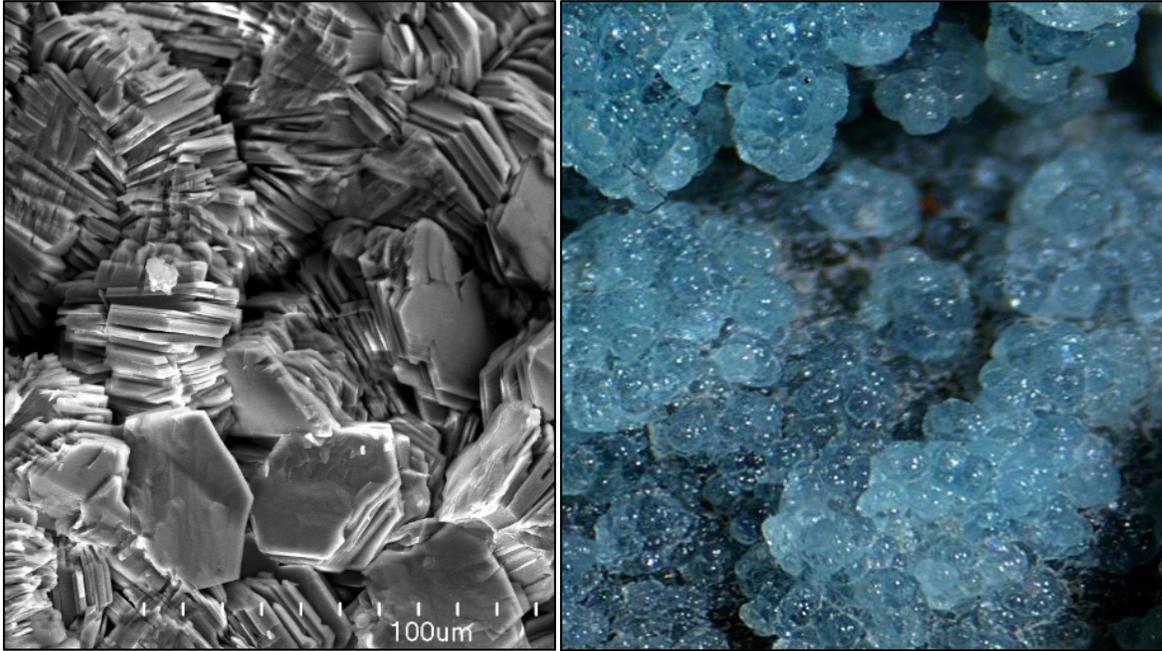


Figura 11. Ejemplos de otros minerales de arcilla.

(Izquierda). Plaquetas de clorita rica en hierro, encontrada en roca de montaña cerca de Chamonix, Francia. (Derecha). Espécimen botroidal de alofana, zona minera de Lavrion, Grecia.

Fuente: Skiba, s.f; Rust, s.f.

2.6. Densidad natural y relación de vacíos

Para cuantificar la masa total (M) por unidad de volumen del suelo como material agregado de tres fases, se usan las relaciones densidad natural (ρ) o peso unitario (γ):

$$\rho \left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right) = \frac{M}{V_t} \quad (11)$$

$$\gamma \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = \rho * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad (12)$$

Para hallar las relaciones anteriores conforme la norma (ASTM D7263, 2009), se recubrió un fragmento muestra de suelo con parafina derretida, al endurecer se sumergió este

fragmento en una probeta graduada, llena con agua hasta cierta marca. La densidad húmeda se obtiene al comparar la masa de agua desplazada por la masa del fragmento pero eliminando el contenido de cera de los cálculos según la ecuación (13):

$$\rho_t \left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right) = \frac{M_t}{\frac{M_c - M_{\text{sub}}}{\rho_w} - \frac{M_c - M_t}{\rho_p}} \quad (13)$$

M_t = masa total del fragmento de suelo (g)

M_c = masa del fragmento encerado (g)

M_{sub} = masa sumergida del fragmento encerado (g)

ρ_w = densidad del agua $\approx 1 \text{ g/cm}^3$

ρ_p = densidad de la parafina sólida, experimentalmente $0,92 \text{ g/cm}^3$.

Para incluir únicamente la fase sólida en la determinación de la densidad, se calcula si se conoce el contenido de humedad unitario ($w\%/100$):

$$\rho_d \left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right) = \frac{M_s}{V_t} = \frac{\rho_t}{1 + w} \quad (14)$$

De la Figura 7, se expresa la relación de vacíos (e) como los vacíos del suelo (V_v) en relación con el volumen que ocupa la fase sólida (V_s) (Das B. , 1999):

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (15)$$

Se calcula con los datos ya obtenidos experimentalmente, grado de saturación, gravedad específica y contenido de humedad gravimétrico:

$$e = \frac{w G_s}{S} \quad (16)$$

De manera similar se puede considerar el volumen de vacíos en relación al volumen total (V_t), razón conocida como porosidad (n), la cual se presenta en la ecuación (17):

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_v}{V_v + V_s} = \frac{e}{1 + e} \quad (17)$$

Estas relaciones son importantes para identificar la compresibilidad y los cambios volumétricos de los suelos y se usarán más adelante en la determinación de la curva de consolidación.

2.7. Reconocimiento de arcillas en suelos

En la actualidad, existen varios métodos directos para poder identificar un mineral:

- Análisis químico del polvo molido del mineral para obtener su composición química y fórmula mineralógica.
- Difracción de rayos X a través del polvo mineral, los cristales generan refracciones características según su composición química.
- Análisis petrográfico, que consiste en observar al microscopio una lámina delgada del material para determinar su textura, grado de meteorización, composición mineralógica, composición estructural.

Todos los métodos anteriores son costosos en tiempo y dinero, pues recurren a la alta tecnología (por ejemplo un laboratorio especializado en química pura), en el presente informe no se explora más en los métodos anteriores.

Por otro lado, los métodos indirectos consisten en asociar la composición mineralógica del material con uno o más parámetros físicos. (Das B. , 2006). Dos métodos de este tipo empleados para las muestras de este reporte se señalan a continuación.

2.7.1. Correlación de límites con la mineralogía

En comparación con los métodos directos, una forma menos precisa pero más expedita y económica de reconocer los minerales en el suelo, es asociándolos con los límites de consistencia. El Cuadro 3 muestra valores típicos de LL y LP para algunos minerales de arcilla.

Cuadro 3. Valores típicos de Límite Líquido (LL) y Límite Plástico (LP) de algunas arcillas.

Mineral	LL	LP
Montmorillonita	100-900	50-100
Nontronita	37-72	19-27
Illita	60-120	35-60
Caolinita	30-110	25-40
Haloisita hidratada	50-70	47-60
Haloisita deshidratada	35-55	30-45
Attapulgita	160-230	100-120
Clorita	44-47	36-40
Alofana sin desecar	200-250	130-140

Fuente: Mitchell & Soga, 2005.

De manera gráfica se puede inferir el contenido mineral del suelo con base en la carta de plasticidad, Figura 12.

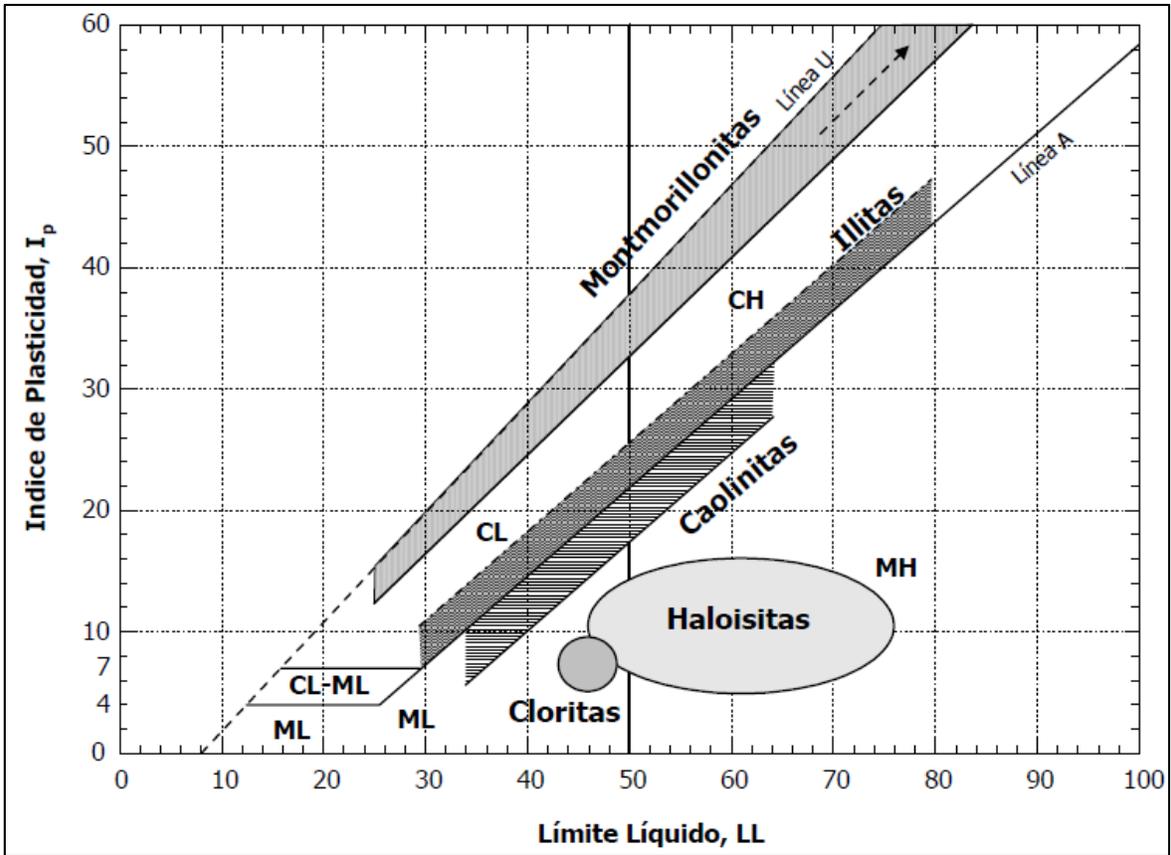


Figura 12. Ubicación de los minerales arcillosos en la carta de plasticidad de Casagrande

Fuente: Holtz & Kovacs, 1981.

Se debe tener en cuenta que no todos los suelos desarrollan expansión volumétrica debido únicamente a su composición mineralógica, sino también debido al fenómeno de succión matricial, según se expone más adelante en la sección 2.10. Lo expuesto en esta sección debe servir como guía preliminar para la identificación de suelos con posibilidades de presentar hinchamiento.

2.7.2. Análisis termogravimétrico (TGA)

El análisis térmico es un método dinámico para determinar la composición de los materiales, consiste en observar la respuesta de una muestra ante cambios en temperatura, en un ambiente controlado (Villegas V. & otros, 2012).

La práctica estandarizada (ASTM E1131, 2014) aplicada en este informe, consistió en tomar aproximadamente 100 mg de suelo pasando malla No. 40 (0,425 mm) y calentarlo a una tasa uniforme de 10 °C/min desde temperatura ambiente hasta 1000 °C, suministrando 20 ml/min de nitrógeno para generar una atmósfera inerte. Se registró la masa residual porcentual en función de la temperatura $M = (T)$, así como el gradiente de pérdida de masa por temperatura dM/dT . El equipo básico consiste en un pequeño calentador y una electrobalanza, la prueba y el registro de datos se ejecutaron de manera completamente automatizada (ver Figura 13). Esta prueba fue ejecutada por personal calificado del Lanamme.



Figura 13. Equipo propiedad del Lanamme para análisis termogravimétrico

Fuente: Villegas & otros, 2012.

En Costa Rica, el uso de TGA con fines geotécnicos es reciente y poco extenso, como se mencionó en la sección 1.1.3. En la Figura 14 y Figura 15 se presentan los resultados de los autores citados en la sección 1.3.1, los cuales se comparan con los datos obtenidos en las pruebas elaboradas para este informe, en los capítulos de resultados y análisis correspondientes.

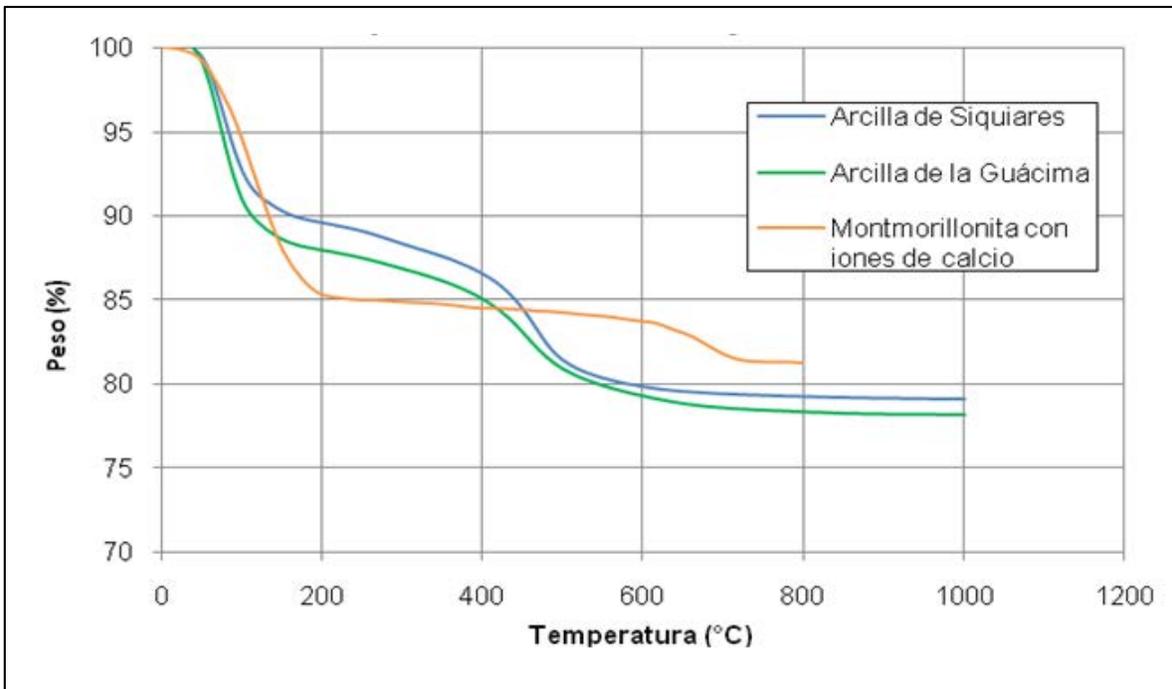


Figura 14. Resultados TGA para dos suelos nacionales y una arcilla esmectita (conformada por 94% Ca^{+2} montmorillonita y 4% opal).

Fuente: Castro Muñoz, 2012; Song & Sandí, 2001.

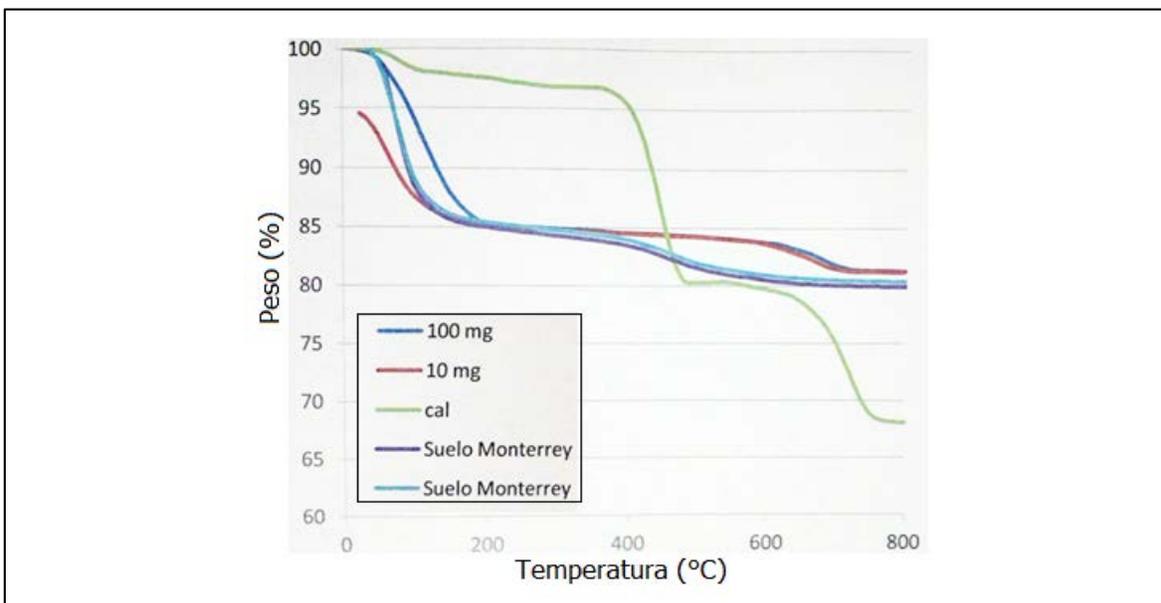


Figura 15. Resultados TGA para muestra nacional Monterrey, montmorillonita con diferentes cantidades de calcio y cal.

Fuente: Ramírez, 2013.

2.8. Fenómeno del hinchamiento de los suelos de arcilla

El fenómeno de hinchamiento se debe al contacto de las arcillas con el agua, esto provoca absorción de iones hidratados en la matriz mineral y variaciones del esfuerzo de succión.

Los mecanismos internos del suelo que provocan hinchamiento se comprenden mejor al analizar los conceptos de intercambio iónico y área específica, que están intrínsecamente relacionados con la mineralogía de las arcillas (sección 2.5 y Anexo C).

Superficie específica: es la razón de superficie de material por cantidad de materia (área/masa). Cuanto menor es el tamaño promedio de partículas que componen un suelo, mayor es su superficie específica, por unidad de masa constante o volumen constante. La significancia física de este cociente se expone en la Figura 16. En el Cuadro 5 se muestran las superficies específicas promedio de ciertas arcillas.

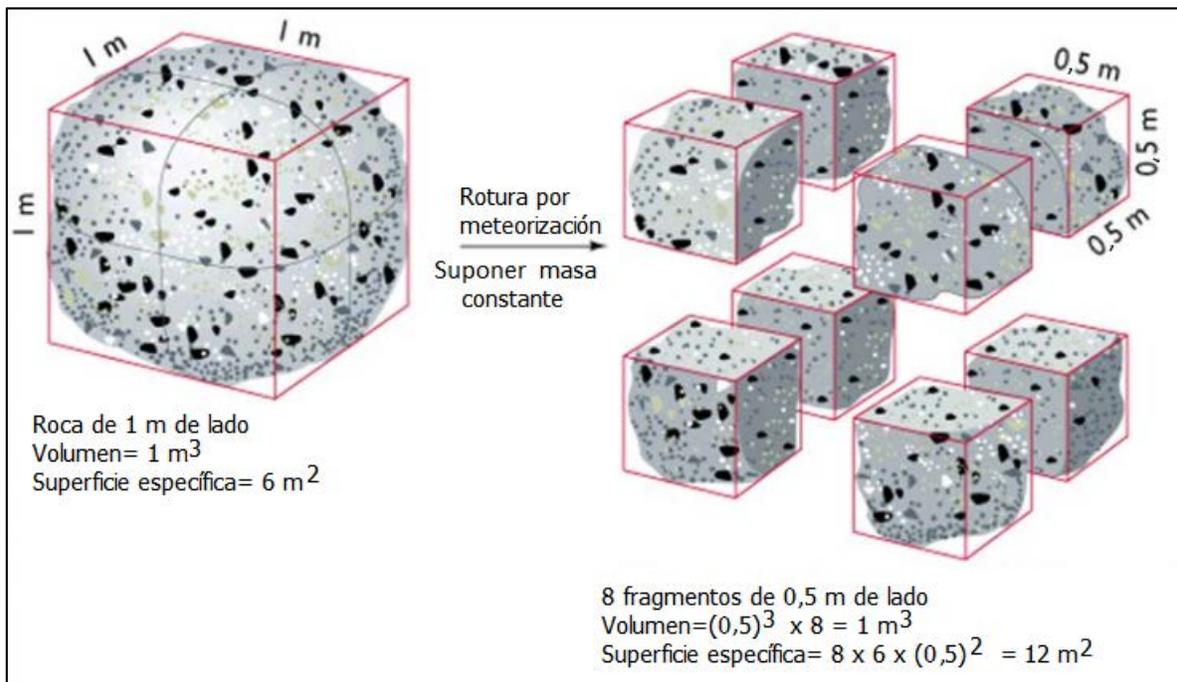
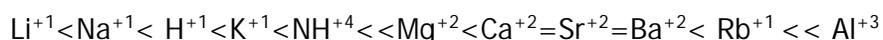


Figura 16. Superficie específica de una partícula teórica, antes y después de fragmentarse.

Fuente: UMR, 2016.

Iones de intercambio: para compensar su desbalance eléctrico, las partículas de arcilla atraen iones presentes en el agua. Estos "iones de intercambio" pueden desplazarse

unos a los otros, en función de la atracción relativa que presenten frente a las superficies de las láminas octaédricas o silícicas desbalanceadas (Lambe & Whitman, 1972) (ver Anexo C). Por ejemplo, ciertos estudios han demostrado que los iones de intercambio en la montmorillonita pueden ordenarse de acuerdo a su capacidad de desplazar a otro de acuerdo con la siguiente serie (Ross & Hendricks, 1945), (Holtz & Kovacs, 1981):



La capacidad de cambio equivalente (CCE) indica el número de cationes o carga negativa equivalente, que una determinada cantidad de arcilla puede retener. Por consiguiente, la CCE es una medida indirecta del potencial expansivo de las arcillas. La CCE se expresa como iones miliequivalentes¹ (H⁺, Ca⁺⁺, Na⁺, etcétera) por 100 gramos de suelo [meq/100 g], o también como centimoles de iones por kilogramo de suelo [cmol/kg]. Ambas unidades son numéricamente idénticas. En el Cuadro 4 se muestra la capacidad de intercambio aproximada para ciertas arcillas.

Cuadro 4. Propiedades físicas de algunas arcillas.

Mineral	Grosor típico (nm)	Diámetro típico (nm)	Superficie específica (m ² /g)	Densidad de carga (ion/Å ²)	CCE experimental (meq/100 g)
Caolinita	50-2000	300-4000	10-20	1/83	3
Haloisita (cristal tubular)	500	D.e.=70 D.i.=40	40	1/55	12
Illita	10-200	100-2000	80-100	1/67	25
Montmorillonita	<10	100-1000	800	1/133	100
Nontronita	30-200	400-2000	800	1/133	100
Vermiculita			5-400	1/45	150
Clorita	30	10000	5-50	1/700	20

Fuente: Lambe & Whitman, 1972.

¹ 1 equivalente=carga de $6,02 \times 10^{23}$ electrones = 96500 Columbios= 1 Faraday.

Habiendo entendido los conceptos de superficie específica e intercambio iónico, se puede explicar el hinchamiento de la arcilla debido a la interacción agua-mineral. Obsérvese una distribución de carga aproximada en las arcillas esquemáticas según la Figura 17. (La distribución de carga por unidad de área para ciertas arcillas típicas se puede consultar en el Cuadro 4).

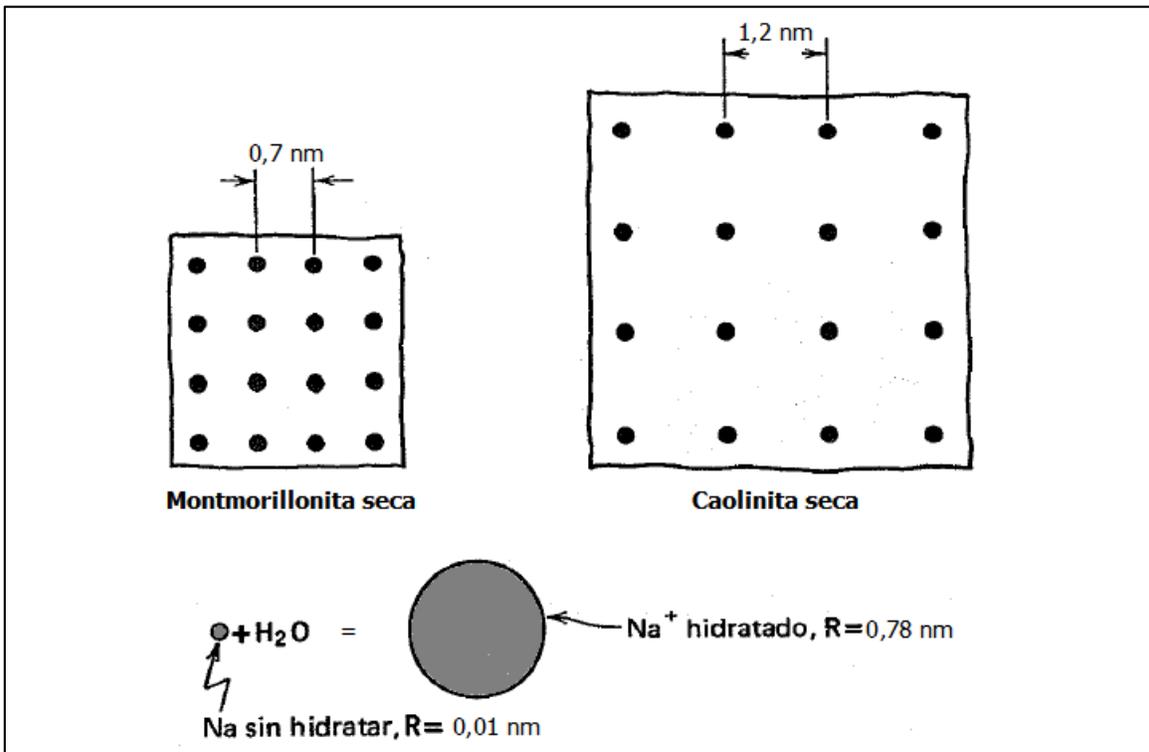


Figura 17. Carga superficial e hidratación de arcilla

(Arriba) Representación ideal de partículas de arcilla secas y su distribución superficial de iones de sodio. (Abajo) Representación aproximada de ion de sodio antes y después de la hidratación.

Fuente: Lambe & Whitman, 1972.

Si se sumergen ambas partículas en agua, sus iones se hidratarán. Nótese que el ion de sodio aumenta hasta siete veces su tamaño en comparación con su estado seco. Como se ilustra en la Figura 17, los iones sódicos hidratados tan grandes que no pueden colocarse en una capa única al mismo nivel sobre las partículas minerales. Lo que sucede es que los iones de intercambio se separan de las superficies hacia posiciones de equilibrio. Por tanto, se generan dos fuerzas que determinan la posición real de los cationes hidratados alrededor de las partículas de arcilla: las fuerzas de atracción electroquímica hacia los

crisales de arcilla, y las fuerzas de repulsión entre iones debido a sus energías térmicas. La capa de agua adquirida de esta manera forma una barrera denominada doble capa difusa (Lambe & Whitman, 1972). En la Figura 18 se muestran a escala, hidratadas, las dos partículas del ejemplo anterior.

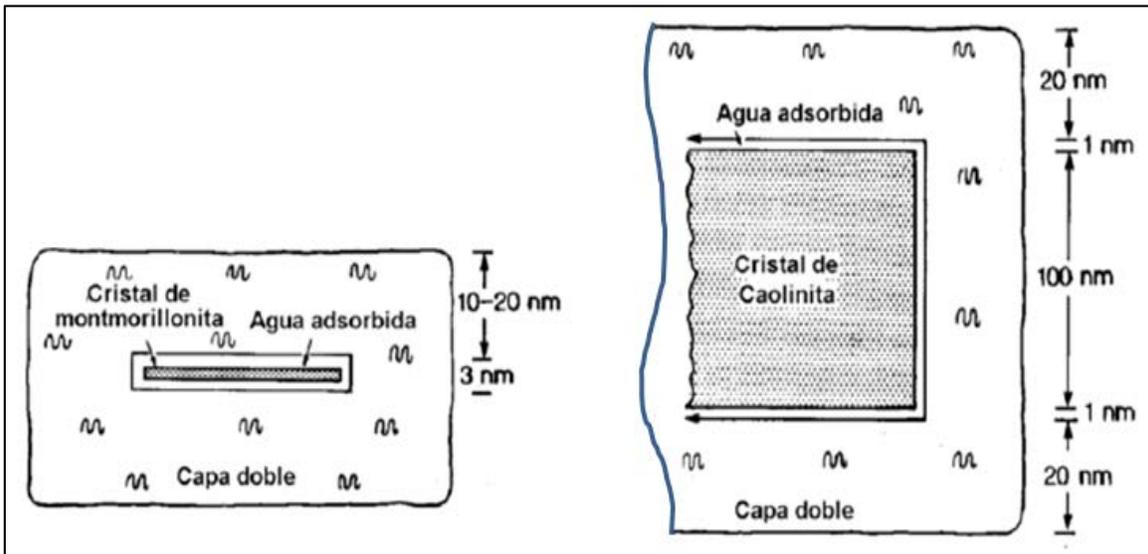


Figura 18. Representación dimensional aproximada de cristal de montmorillonita y cristal de caolinita.

Fuente: Selby, s.f., según Vargas Monge, 2014.

La doble capa difusa es por tanto el espacio acuoso donde existe una concentración mayor de iones que en el agua libre envolvente de la partícula hidratada. El espesor de la doble capa difusa es el espacio que la partícula requiere para neutralizar su carga neta (Lambe & Whitman, 1972). En arcillas este espesor puede variar entre 10 y 40 nm. La doble capa difusa es la causa directa de la repulsión y la succión osmótica (ver sección 2.10 y Cuadro 6). En la Figura 19 se ha representado el potencial eléctrico y la concentración de iones en función de la distancia a la partícula de arcilla.

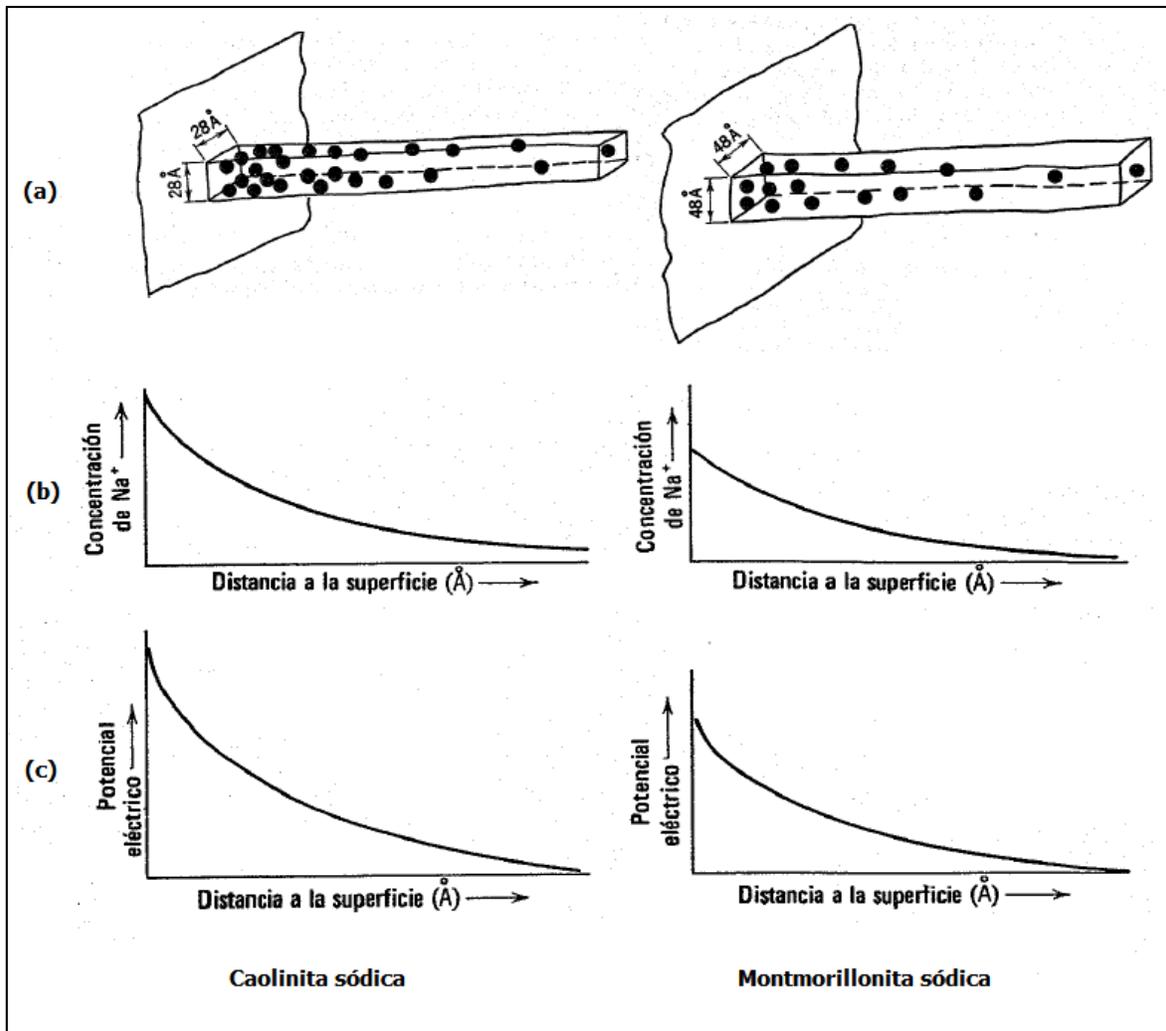


Figura 19. Potencial eléctrico y concentración de iones de las capas dobles, en agua destilada.

(a) Representación tridimensional que indica la separación entre iones hidratados en la superficie ($10 \text{ \AA} = 1 \text{ nm}$). (b) y (c) El potencial decae a cero a una distancia $\approx 40 \text{ nm}$.

Fuente: Lambe & Whitman, 1979.

Por otro lado, el agua en contacto directo con la superficie mineral, debido a que se adhiere fuertemente a dicha superficie, presenta propiedades físicas excepcionales diferentes a las del agua libre. Esta fase se denomina agua adsorbida, puede ser de una sola o de decenas de moléculas de grosor, dependiendo de la naturaleza de los cationes y del tipo de arcilla. Entre sus características más notables, el agua adsorbida presenta una consistencia cuasi-sólida, en la que con respecto al agua libre, las moléculas están más ordenadas y orientadas, forma una capa que podría resistir mayores esfuerzos normales, y

posiblemente sea capaz de resistir esfuerzos cortantes. Dicha capa es más difícil de eliminar y se considera parte de la partícula mineral. La capa adsorbida se llama también piel contráctil y su efecto en el estado interno de esfuerzos del suelo se explica en la sección 2.10. (Una discusión más amplia de las propiedades del agua adsorbida se puede leer en el documento de Torrence Martin, 1960). En la Figura 18 se representa la presencia de agua adsorbida en partículas de arcilla.

Con el fin de demostrar la importancia del agua adsorbida en las propiedades del suelo, el Cuadro 5 muestra la relación entre el tamaño de las partículas y el contenido de agua libre, suponiendo que todas las partículas del suelo presentan una doble capa de 0,5 nm, lo que es aproximadamente igual a dos moléculas de agua.

Cuadro 5. Contenido de agua adsorbida para diferentes tipos de suelos, con capa adsorbida de 0,5 nm de grosor.

Partícula	Superficie específica (m ² /g)	Contenido de humedad adsorbida (%)
Arena (D=0,1 mm)	0,03	1,5 × 10 ⁻⁴
Caolinita	10	0,5
Illita	100	5,0
Montmorillonita	1000	50

Fuente: Holtz & Kovacs, 1981; Lambe & Whitman, 1979.

Aunque el Cuadro 5 muestra cantidades basadas en cálculos teóricos, la misma sirve para indicar los órdenes de magnitud de agua adsorbida en función del tipo de suelo. Por ejemplo, en una muestra de arcilla de montmorillonita con una humedad natural cercana al 60%, como bien puede aparecer durante los meses lluviosos en Costa Rica, presentará casi toda su humedad como agua adsorbida, dejando sólo un margen aproximado de 10% de agua libre. En arcillas con altos contenidos de montmorillonita, puede ser difícil distinguir la fase mineral de la fase acuosa (Lambe & Whitman, 1972).

Con base en la teoría expuesta hasta aquí, las diferencias químicas y estructurales explican por qué los suelos finos con alto porcentaje de esmectitas-montmorillonita tienen mayor plasticidad y actividad, mayor hinchamiento y retracción volumétrica en contraste con los suelos caoliníticos que se encuentren bajo las mismas condiciones climatológicas y de carga (Holtz & Kovacs, 1981). Es decir, los suelos caoliníticos presentan menor

expansividad potencial en contraste con las esmectitas-montmorillonitas debido a su conformación molecular. Sin embargo, debe hacerse la salvedad de que los suelos pueden desarrollar diferentes potenciales expansivos (hinchamiento) si las condiciones de carga y humedecimiento varían de un suelo a otro (Baltodano G., 2016). En el Cuadro 4 se mencionan valores típicos de algunas propiedades de arcillas, con el fin de caracterizar las mismas y comparar el efecto que cada una de las propiedades ejerce sobre la expansividad potencial (hinchamiento máximo posible bajo igualdad de condiciones).

En el Cuadro 6 se resumen los mecanismos de carácter mineral y de succión que explican los cambios volumétricos en arcillas expansivas.

Cuadro 6. Resumen de mecanismos a nivel microestructural que causan cambios volumétricos en los suelos expansivos.

Mecanismo	Característica	Influencia en el cambio volumétrico
Atracción de partículas	Desbalance de carga en la superficie de las partículas de arcilla.	Las partículas adsorben agua con tal de equilibrar su carga eléctrica, con la consecuente expansión.
Hidratación de cationes	Iones de sustitución intercambiados o propios de las partículas de arcilla que se hidratan.	El radio atómico de los cationes aumenta, con lo cual aumenta el volumen total del suelo.
Relajación elástica	Reajuste de las partículas de arcilla debido a factores diagenéticos.	Cambios en la presión, temperatura, humedad, pH, remoldeo, etcétera, inducen cambios en la estructura de los suelos.
Inhibición capilar ²	La succión ejerce fuerzas de compresión en la masa del suelo a través de la fase poro-agua.	Conforme se suministra agua libre al suelo, el radio del menisco de la capa adsorbida aumenta, por tanto los esfuerzos compresivos desaparecen y los otros mecanismos actúan con mayor fuerza.
Repulsión osmótica ²	Gradientes de presión generados en la doble capa difusa.	La doble capa difusa actúa como una membrana osmótica, al ser expuesta a una fuente externa de agua libre, esta intenta entrar para reducir la concentración iónica, la expansión volumétrica la genera la repulsión entre el agua de cada partícula con partículas vecinas.

Fuente: Snethen & otros, 1975.
Modificado por: el autor, 2016.

² Ver sección 2.10

2.9. Métodos para estimar el hinchamiento de suelos

Varios estudios se han realizado para caracterizar el comportamiento volumétrico de los suelos expansivos frente a cambios de humedad y succión. En esos estudios se considera el esfuerzo uniaxial, es decir, la sobrecarga aplicada. Algunas de las conclusiones a las que se han llegado son:

- Las variables que controlan el hinchamiento en un suelo son el contenido de arcillas, composición y estructura de las arcillas, magnitud de sobrecarga, índice de plasticidad, límite de contracción, historia de esfuerzos, densidad inicial seca ρ_s , humedad-succión matricial (Das B. , 1999), (Rico & Del Castillo, 1977).
- Con altos niveles de succión, esto es, bajas humedades, la magnitud de los cambios volumétricos (hinchamiento o colapso) es mayor, en comparación con niveles bajos de succión (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012). Para todos los niveles de humedad, la presión de hinchamiento es similar, manteniendo las otras variables constantes. Figura 20 (d).
- Al cargar progresivamente un suelo no saturado se pueden producir deformaciones irreversibles, si se supera el valor de la presión de preconsolidación, de un modo similar a los suelos saturados. Figura 20 (a). (Lawton & otros, 1989).
- En un mismo suelo, la presión de hinchamiento para la condición saturada es similar a la carga de preconsolidación en la condición no saturada, esto por rebote debido a la reducción del esfuerzo efectivo. Figura 20 (a). (Lawton & otros, 1989).
- A mayor densidad, mayor es la presión de hinchamiento crítica, esto es, la carga necesaria para eliminar el hinchamiento. Figura 20 (c). A mayor densidad, mayor tendencia hacia la expansión volumétrica, incluso bajo situaciones de colapso. Figura 20 (b). Este comportamiento se debe a que a menor distancia entre partículas, mayor es la repulsión de las capas acuosas al humedecerse y mayor es la succión matricial del material (Ramírez De Algarra, 2013).

- La secuencia carga-inundación o viceversa parece no tener influencia en la magnitud de los cambios volumétricos, cuando se mantienen constantes todas las demás variables (Lawton & otros, 1989).

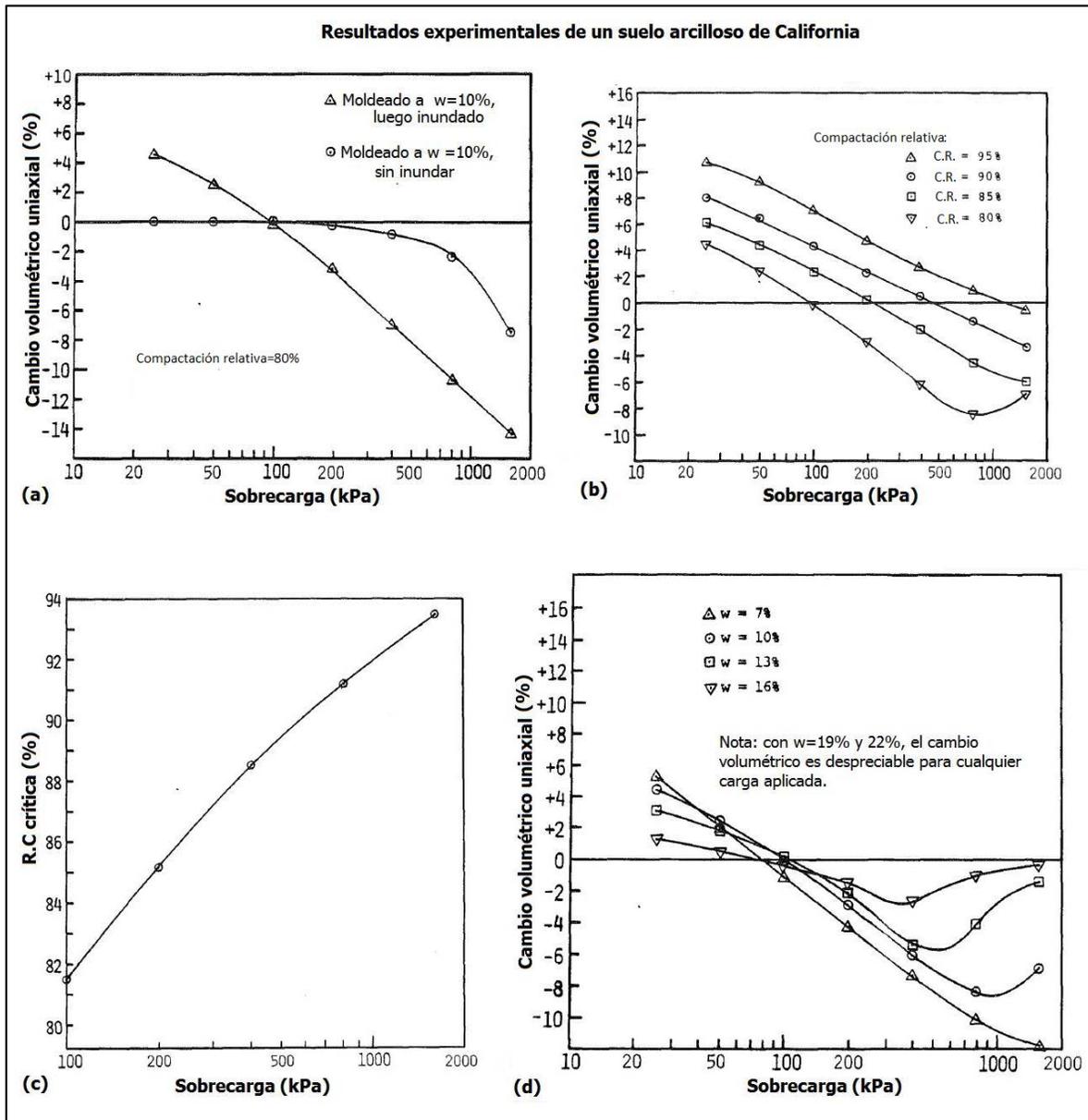


Figura 20. Efecto de diferentes factores en el cambio volumétrico de arcillas expansivas.

- (a) Efecto de la humedad ambiental. (b) Efecto de la densidad. (c) Efecto de la densidad en la carga crítica de hinchamiento. (d) Efecto de la humedad y la sobrecarga.

Fuente: Lawton & otros, 1989.

Varios métodos empíricos han sido desarrollados para estimar el potencial de expansión con base en las propiedades de los suelos. Antes de enunciar las correlaciones, es importante conocer los métodos y definiciones empleados por los diferentes autores en el contexto de sus obras.

- Potencial de hinchamiento (S_p): porcentaje de expansión volumétrica de una muestra confinada en un odómetro que se anega bajo una sobrepresión de 7 kPa, luego de ser compactada a una densidad máxima Proctor estándar y humedad óptima de acuerdo con la prueba AASHTO de compactación (Murthy, 2003).
- Presión de hinchamiento (P_s): presión requerida para prevenir la expansión volumétrica del suelo que entra en contacto con el agua (Murthy, 2003).
- Hinchamiento libre (S_f): según este parámetro elaborado por Holtz y Gibbs, 10 cm³ de suelo seco (V_i) pasando la malla No. 40 se colocan en una probeta graduada que contiene 100 cm³ de agua. El volumen de suelo hinchado (V_f) es medido luego de 24 horas y se define el hinchamiento libre como:

$$S_f (\%) = \frac{V_f - V_i}{V_i} \times 100 \quad (18)$$

Se espera que las arcillas bentoníticas y Na-montmorillonitas desarrollen un hinchamiento entre 1200% y 2000% (Murthy, 2003).

Algunas de los métodos y correlaciones más conocidos se exponen a continuación.

2.9.1. Actividad

Skempton (1953, citado por Das, 2006) observó que la plasticidad del suelo incrementa linealmente con el porcentaje de partículas menores a 2 μm , según se muestra en la Figura 21.

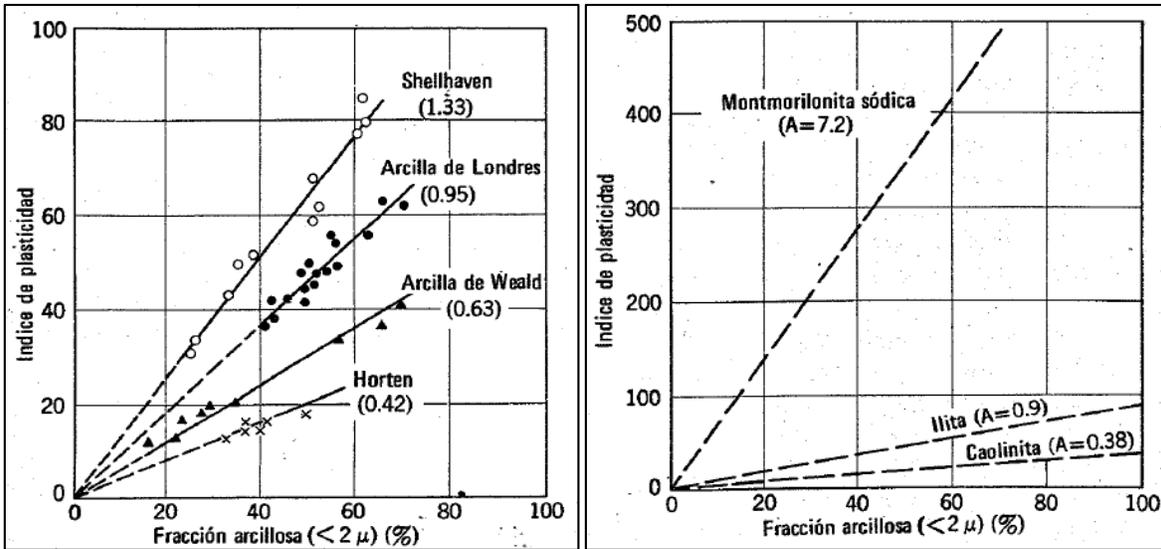


Figura 21. Resultados de Skempton de la plasticidad en función de la fracción de finos.

Los números en paréntesis indican la actividad. (Izquierda) Suelos naturales mezclados con diferentes proporciones de finos de ellos mismos. (Derecha) Arcillas de diferentes mineralogías mezcladas con arena de cuarzo en diferentes proporciones.

Fuente: Skempton, 1953, según Lambe & Whitman, 1972.

Matemáticamente, la actividad se define como la pendiente entre ambas condiciones (con $C = \% \text{ partículas } < 2 \mu\text{m}$):

$$A = \frac{IP}{C} \quad (19)$$

Los suelos denominados "activos" son los que presentan marcadas características de expansividad. Compárense las actividades conocidas de ciertos minerales con su capacidad expansiva, en el Cuadro 7.

Cuadro 7. Actividad de varios minerales y clasificación de suelos según su tendencia a la expansión.

Mineral	Actividad	Rango de actividad	Categoría
Na-montmorillonita	4-7	>1,25	Suelo activo
Ca-montmorillonita	1,5		
Illita	0,5-1,3		
Caolinita	0,3-0,5	0,75-1,25	Suelo normal
Haloisita deshidratada	0,5		
Haloisita hidratada	0,1		
Attapulgita	0,5-1,2	<0,75	Suelo inactivo
Alofana	0,5-1,2		
Muscovita	0,2		
Cuarzo	0		

Fuente: Skempton, 1953, según Holtz & Kovacs, 1981 y Rico & Del Castillo, 1977.

2.9.2. Índice de liquidez

El índice de liquidez (IL) indica la proximidad de la humedad del suelo in situ (w) al límite líquido:

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} \quad (20)$$

De esta manera cuando

$IL \leq 0$: el suelo se encuentra en estado semiplástico o sólido,

$0 < IL < 1$: suelo en estado plástico,

$IL \geq 1$: suelo en estado líquido.

A menor humedad, mayor succión y mayor potencial expansivo por humedecimiento (Crespo Villalaz, 2004), (Vardanega & Haigh, 2014).

2.9.3. Criterio de USBR desarrollado por Holtz y Gibbs (1957)

Clasifica las arcillas según su potencial de expansión con base en los parámetros del Cuadro 8.

Cuadro 8. Criterio de clasificación de suelos expansivos desarrollado por Holtz y Gibbs.

Potencial de expansión (Clasificación)	Expansión bajo 7 kPa (%)	Expansión libre (%)	Limite de contracción	Índice de plasticidad	Partículas < 1 µm (%)
Muy alto	>30	>100	<10	>32	>37
Alto	20-30	>100	6-12	23-45	18-37
Medio	10-20	50-100	8-18	12-34	12-27
Bajo	<10	<50	>13	<20	<17

Fuente: Holtz y Gibbs, 1957, según Rico & Del Castillo, 1977.

Estos autores sugirieron que un suelo con potencial entre "Medio" y "Muy alto" puede causar daños a las estructuras, mientras que uno de tipo "Bajo" rara vez exhibe cambios volumétricos aún bajo cargas ligeras (Murthy, 2003).

2.9.4. Criterio de Seed, Woodward y Lundgren (1962)

Para una serie de especímenes de arcilla-arena mezclados en diferentes proporciones, compactados y sometidos a una sobrepresión de 7 kPa, este criterio correlacionó el hinchamiento (h) de acuerdo con la actividad (A) y el contenido de finos menores a 2 µm (C), de la siguiente manera (Nayak & Christensen, 1970):

$$h (\%) = 3,6 \cdot 10^{-5} \cdot A^{2,44} \cdot C^{3,44} \quad (21)$$

Sin embargo redefinió el valor actividad de la siguiente manera:

$$A = \frac{IP}{C - n} \quad (22)$$

Donde n vale 5 para suelos naturales y 10 para mezclas artificiales (Murthy, 2003).

Con base en lo anterior se estimó el grado esperable de expansión de los suelos según la Figura 22.

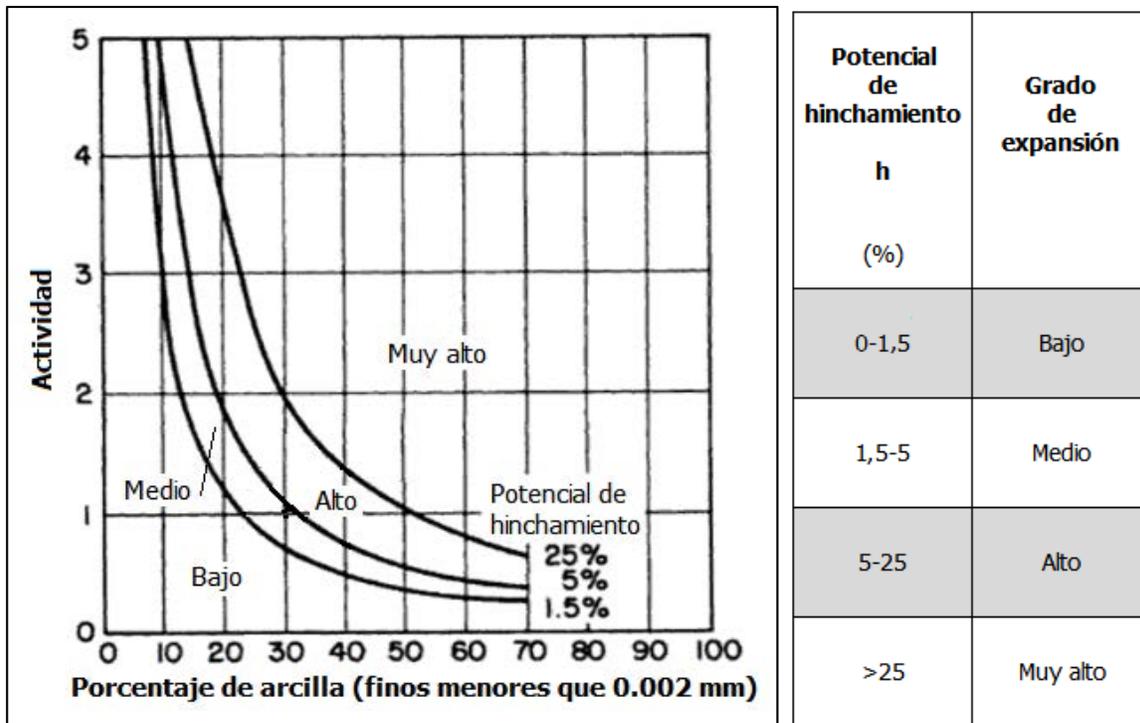


Figura 22. Grado de expansión de Seed, Woodward y Lundgren.

Fuente: Seed, Woodward y Lundgren, 1962, citado por Holtz & Kovacs, 1981.

Puesto que la actividad es a su vez función del índice de plasticidad y del contenido de finos, se puede correlacionar directamente el IP con el grado expansivo como se muestra en el Cuadro 9.

Cuadro 9. Criterio de Seed en el índice de plasticidad y el potencial de expansión.

Índice de Plasticidad (%)	Potencial de expansión
10	0,4 - 1,5
20	2,2 - 3,8
30	5,7 - 12
40	12 - 25
50	20 - 43

Fuente: Seed & otros, 1962, citado por Rico & Del Castillo, 1977.

2.9.5. Criterio de McDowell (1956)

Este criterio intenta predecir la magnitud del levantamiento vertical. Para esto, McDowell extrajo muestras inalteradas a varias profundidades en terrazas en Texas, y midió su potencial de cambio volumétrico por absorción capilar bajo una presión confinante de 7 kPa. Con esto generó una serie de curvas que relacionan la sobrecarga y la expansión volumétrica para cada profundidad según la Figura 23.

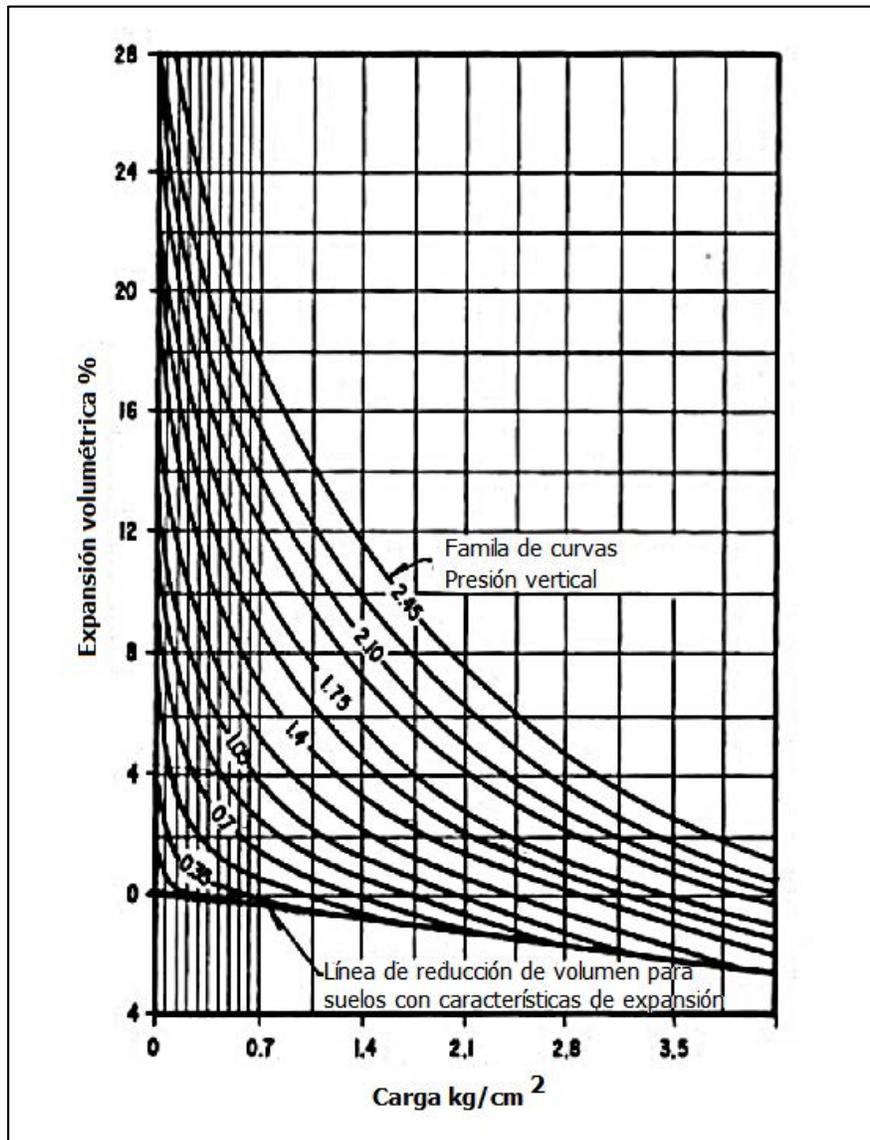


Figura 23. Relación de sobrecarga vs. cambio volumétrico de arcillas expansivas.

Fuente: McDowell, 1956, según Rico & Del Castillo, 1977.

McDowell encontró que la humedad inicial (W_i) mínima en cada profundidad se aproxima bien con el límite líquido:

$$W_i = 0,2 LL + 9 \quad (23)$$

Las mismas muestras sujetas a absorción capilar y confinamiento mencionado se expanden hasta un contenido final de humedad (W_f):

$$W_f = 0,47 LL + 2 \quad (24)$$

De cumplirse la condición mencionada en la ecuación (23), para $IP > 14$, con absorción capilar y confinamiento mencionado, el cambio volumétrico porcentual puede calcularse con el índice plástico como sigue:

$$\varepsilon = \Delta V/V (\%) = 0,37 IP - 5 \quad (25)$$

Si se cumplen las condiciones mencionadas hasta aquí, con IP constante en toda la profundidad y mayor a 10, se estima que la sobrecarga requerida para prevenir la expansión es:

$$P_s = 0,5 IP - 5 \text{ [ton/m}^2\text{]} \quad (26)$$

Conociendo el valor IP , se puede calcular P_s a partir de la Figura 23 y de la ecuación (25), buscando la sobrepresión que corta verticalmente la curva de esfuerzo original, para ir desde el cambio volumétrico estimado hasta el cambio volumétrico igual a cero.

Si se integra con particiones (dz) el cambio volumétrico de la zona activa, utilizando el procedimiento descrito, es posible obtener el levantamiento total (Δz) de un perfil arcilloso que cumpla las condiciones planteadas por McDowell. Para un estrato de gran profundidad, se estimó lo mostrado en el Cuadro 10.

Cuadro 10. Estimación del levantamiento superficial de un estrato arcilloso profundo del método McDowell.

Índice Plástico (%)	Levantamiento vertical total (cm)
10	0
20	1
30	4
40	7
50	13

Fuente: McDowell, 1956, según Rico & Del Castillo, 1977.

Nótese que este método no es aplicable para suelos con IP bajos, sin embargo en la naturaleza es posible encontrar suelos expansivos con IP menores a 10 (Baltodano G., 2016).

2.9.6. Criterio de Chen (1965)

Intenta simplificar el método USBR (por ejemplo al no necesitar análisis por hidrómetro) y proveer una medida relativa de la densidad del suelo, mediante una correlación entre expansión en odómetro (muestra inalterada bajo 7 kPa y 50 kPa de confinamiento) y otras variables como se muestra en el Cuadro 11 (Snethen & otros, 1975):

Cuadro 11. Expansión del suelo según Chen.

<i>Datos de Laboratorio</i>		<i>Datos de campo</i>	Expansión (%)	Grado de Expansión
% pasa #200	LL	Nspt		
< 30	<30	< 10	<1	Bajo
30 -60	30-40	10-20	1-5	Medio
60-95	40-60	20-30	3-10	Alto
>95	>60	>30	>10	Muy Alto

Fuente: Chen, 1965, citado por Snethen & otros, 1975.

Chen (1988, citado por Murthy, 2003) estableció la relación entre potencial de hinchamiento (Sp) y el índice plástico:

$$Sp = 0,2558 e^{0,0838 IP} \quad (27)$$

La Figura 24 muestra una comparación entre los resultados de tres autores expuestos hasta aquí. Conforme aumenta el IP, el potencial de hinchamiento de Holtz & Gibbs es mucho menor que el predicho por Chen. Las curvas dadas por este último están basadas en miles de pruebas realizadas en un período de 30 años.

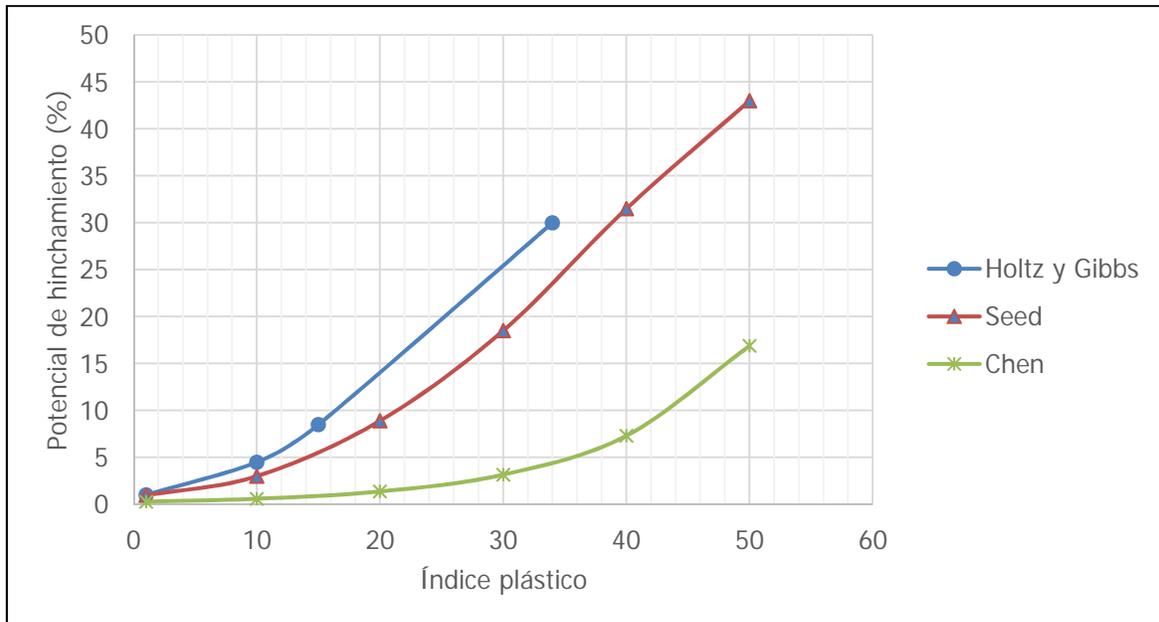


Figura 24. Relaciones entre cambios de volumen e IP bajo una sobrepresión de 7 kPa, según varios autores

Fuente: Chen, 1988, citado por Murthy, 2003. Modificado por: Esquivel, 2016.

2.9.7. Criterio de Cuéllar (1984)

Define la relación denominada índice de desecación (I_{LP}) con base en la humedad natural del suelo (w):

$$I_{LP} = w/LP \quad (28)$$

Este coeficiente requiere evaluación por medio de la Figura 25.

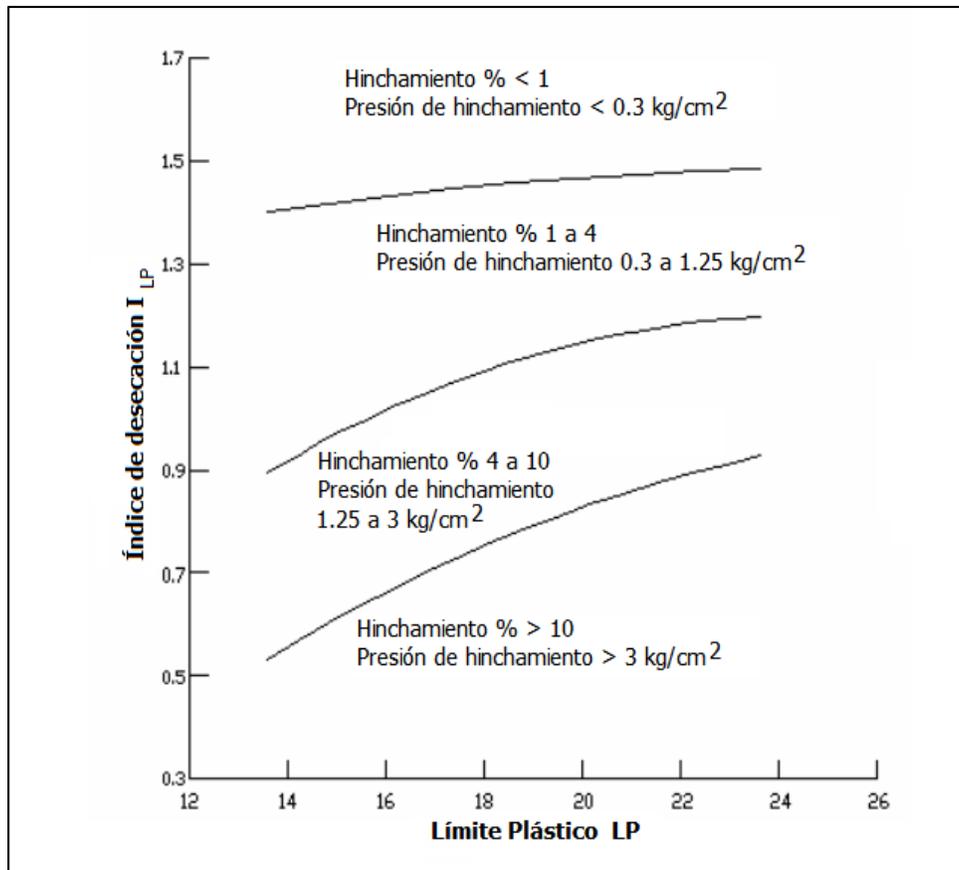


Figura 25. Criterio de Cuéllar para estimar el hinchamiento en arcillas expansivas.

Fuente: Cuéllar, 1984, según Chévez Mora, 2013.

2.9.8. Criterio de McKeen (1992)

Este método consiste en determinar el cambio de succión en comparación con el cambio de humedad y a partir de ello predecir el potencial expansivo del suelo, con base en la Figura 26, de acuerdo con la siguiente simbología:

$\Delta\Psi/\Delta w$ (%) = pendiente succión versus humedad con:

Ψ = \log_{10} (succión en cm de agua) = succión en unidades pF.

w = ecuación (7).

En la sección 2.10 se describe el concepto de succión.

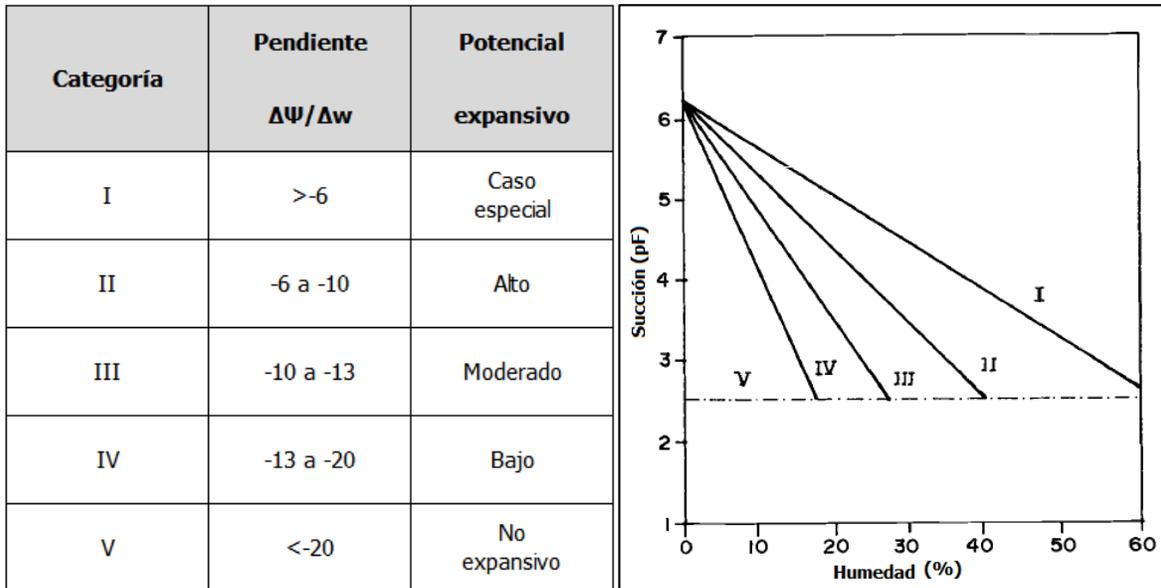


Figura 26. Potencial expansivo de McKeen

Fuente: Abduljawwad & Al-Sulaimani, 1993.

Suelos en categoría I presentan serios problemas para el diseño de fundaciones si se encuentra en cantidades significantes dentro del perfil geotécnico. Suelos de categoría II son representativos de las arcillas expansivas, en caso de encontrarse en el proyecto geotécnico se recomienda la evaluación de factores constructivos y operativos de la obra, previo al diseño de medidas para la mitigación de cambios volumétricos. Suelos en la categoría III son moderadamente expansivos bajo condiciones normales y se recomienda tener precaución en el diseño y la construcción de la obra. Suelos bajo la categoría IV no exhiben comportamientos típicos considerados expansivos. Suelos de categoría V son no expansivos (McKeen R. G., 2001).

A partir de su experiencia, McKeen también estima el cambio volumétrico (ΔH) debido al cambio en la humedad:

$$\Delta H \text{ (cm)} = Ch \cdot \Delta\Psi \cdot \Delta t \cdot f \cdot s \quad (29)$$

Dónde:

$Ch = \frac{\Delta V/V}{\Delta\Psi}$ = índice de compresión de succión, puede obtenerse experimentalmente o aproximarse como $Ch = -10(\Delta\Psi/\Delta w)^{-2}$, con Ψ en unidades pF y w en decimales.

$\Delta\Psi$ = cambio de succión en la capa, en unidades pF

Δt = espesor de la capa en cm

$f = \frac{1+2 K_o}{3}$ = coeficiente de confinamiento lateral, con K_o =coeficiente de presión lateral en reposo

$s = 0,90$ = coeficiente supuesto por efecto de la sobrecarga (McKeen & Lytton, 1984).

2.10. Presión de succión

La succión en suelos puede ser definida como la habilidad de un suelo para absorber agua. Omitiendo los efectos termodinámicos del ambiente, los mecanismos responsables de este fenómeno son la capilaridad, la hidratación y la ósmosis, que se explican más adelante. La hidratación y ósmosis se dan tanto suelos no saturados como saturados, sin embargo, la capilaridad es un fenómeno exclusivo de los suelos no saturados. (Baltodano G., 2006).

La succión en suelos no saturados está compuesta por la succión matricial (Ψ_m) y la succión osmótica (Ψ_o) y la suma de ambos componentes se denomina succión total (Ψ_t).

La succión se representa en unidades de presión y puede ser expresada así:

$$\Psi_t \text{ (kPa)} = \Psi_m + \Psi_o \quad (30)$$

La succión total cuantifica el potencial termodinámico del agua en los poros del suelo con respecto a un potencial de agua libre, lo cual se ilustra mediante el sistema propuesto en la Figura 27.

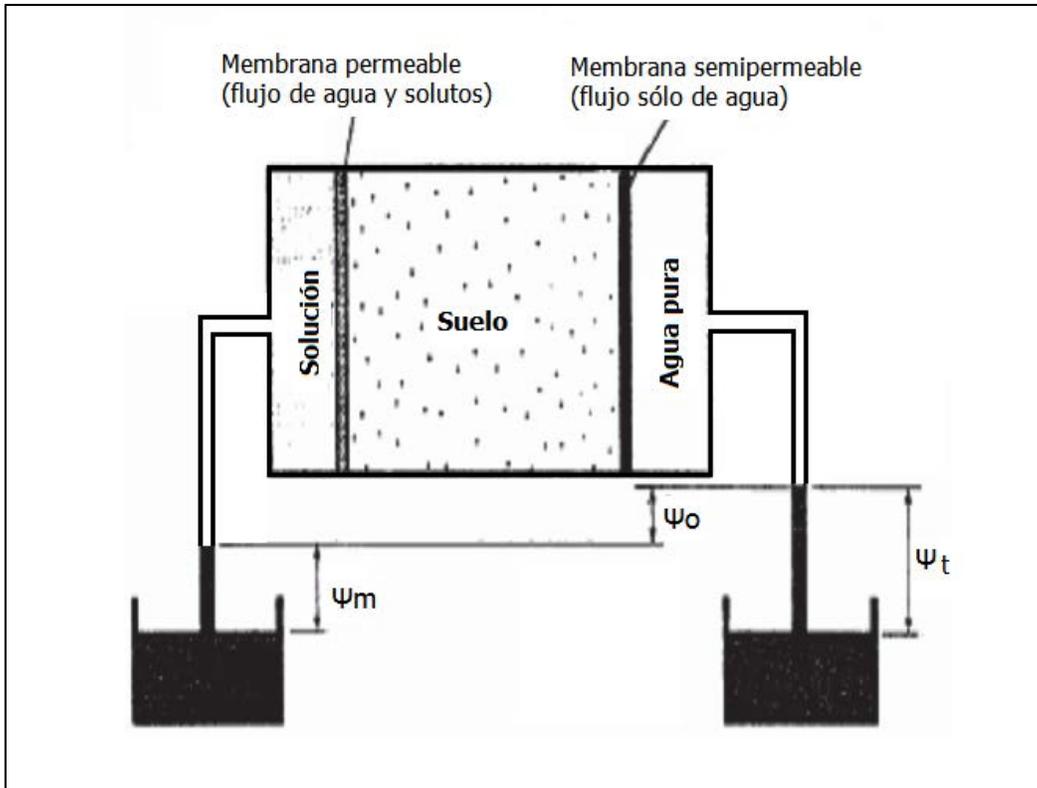


Figura 27. Representación física de succión osmótica, matricial y total.

Fuente: Alfaro Soto, 2008.

La *succión matricial* (Ψ_m): es la suma de las presiones desarrolladas debida a la tensión superficial en la interfase agua-aire (tensión capilar) y a la adsorción desarrollada en la superficie de las partículas (hidratación de minerales). Ambas son cuantificadas de forma global debido a la dificultad de discriminarlas (Alfaro Soto, 2008). Se denomina matricial pues estas fuerzas se ejercen sobre el esqueleto del suelo, llamado también matriz. La succión matricial puede escribirse como la resultante del esfuerzo poro-aire (u_a) menos el esfuerzo poro-agua (u_w):

$$\Psi_m = u_a - u_w \quad (31)$$

La succión matricial se debe a la interacción de las tres fases del suelo, pero además, como se discute en la sección 2.8, se puede justificar dentro de este modelo una cuarta fase independiente, conformada por el agua fuertemente adsorbida a la matriz mineral.

Esta fase se denomina también membrana contráctil. Los cambios en la resistencia y expansión del suelo se pueden explicar desde varios enfoques.

Desde el punto de vista de la termodinámica, dos fases del suelo (aire y agua libre) fluyen bajo diferentes gradientes energéticos (temperatura, gravedad, cinética, presión) mientras que las otras dos fases (sólidos y piel contráctil) se equilibran estructuralmente ante dichos gradientes. Es así como el agua desde la zona vadosa asciende por evaporación hacia la superficie, al mismo tiempo que la capilaridad y la succión intentan captar agua del nivel freático, el movimiento de agua y temperatura en las diferentes estaciones del año inciden en el comportamiento de los suelos (Figura 55). Conforme se producen estos cambios en humedad, la piel contráctil y la matriz sólida se reacomodan para alojar los esfuerzos inducidos (Fredlund D. G., 2006).

Desde el punto de vista mecánico, la capilaridad es la atracción que existe en las moléculas vecinas de las diferentes sustancias en contacto dentro del tubo capilar. Esta adhesión es producto de la tensión superficial, la cual es a su vez inversamente proporcional al diámetro de tubo capilar (Figura 28).

Debido a la atracción molecular, el agua capilar (u_w) tiene una presión negativa con respecto a la presión del aire (u_a). En este caso, la presión poro-aire se puede suponer como la presión atmosférica o referenciarse como cero para fines prácticos. El aumento en la succión, es decir la diferencia $u_a - u_w$ por desecación de suelos, se debe a que cada pequeño filamento de agua intenta resistir la rotura de su superficie disminuyendo el radio de su menisco, lo cual disminuye la presión de aire que actúa sobre la superficie de agua, provocando un mayor ascenso capilar, con el consecuente aumento en la magnitud de u_w (Lambe & Whitman, 1972). Ver Figura 28 y Figura 29 (Izquierda).

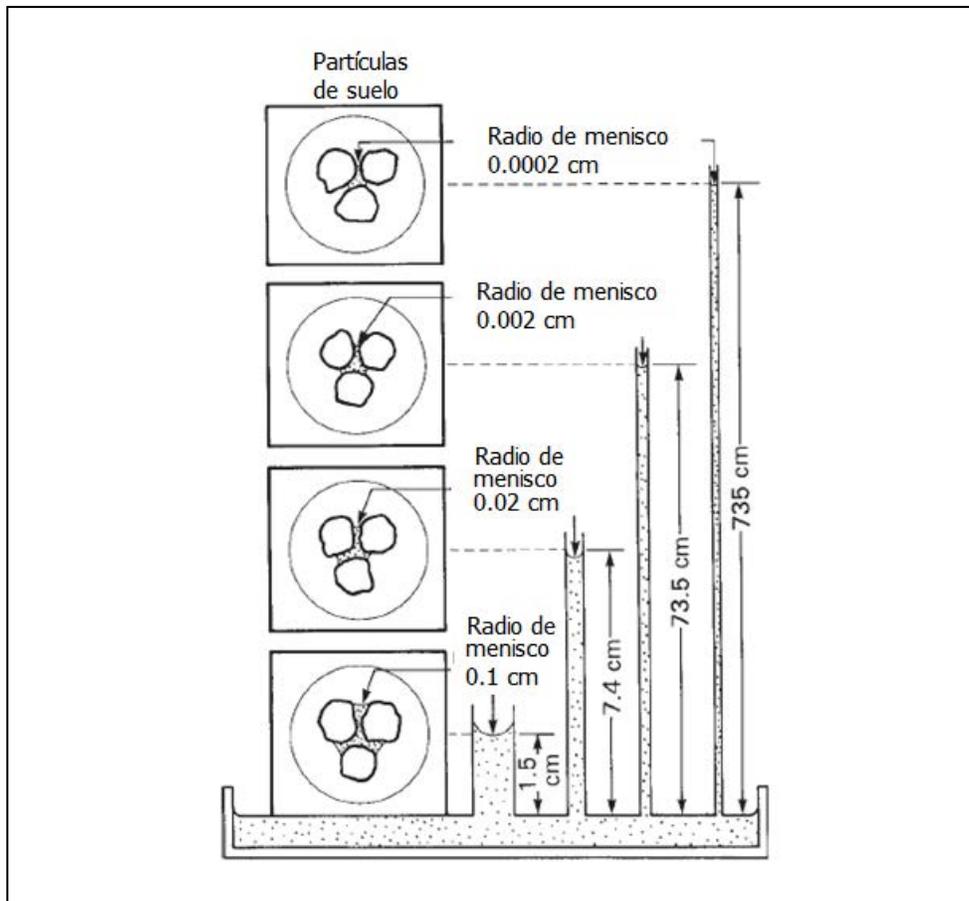


Figura 28. Altura de tubos capilares para meniscos de diferente radio.

Fuente: Lambe & Whitman, 1972.

En suelos, las partículas y los poros son tan finos que su comportamiento es igual al de tubos capilares. La tensión superficial del menisco genera fuerzas por reacción que intentan atraer las partículas de arcilla, la piel contráctil actuando como una membrana elástica que jala las partículas sólidas unas contra otras cuando existe poca presencia de humedad. Figura 29 (Derecha). El resultado de dicha tensión es que la masa compresible del suelo, atravesada por tubos capilares, se contraerá volumétricamente al iniciar un proceso de evaporación, conforme el radio de los meniscos disminuye (Rico & Del Castillo, 1977). El proceso inverso (humedecimiento) provoca el relajamiento de la tensión superficial con lo que se potencia el aumento volumétrico de las arcillas.

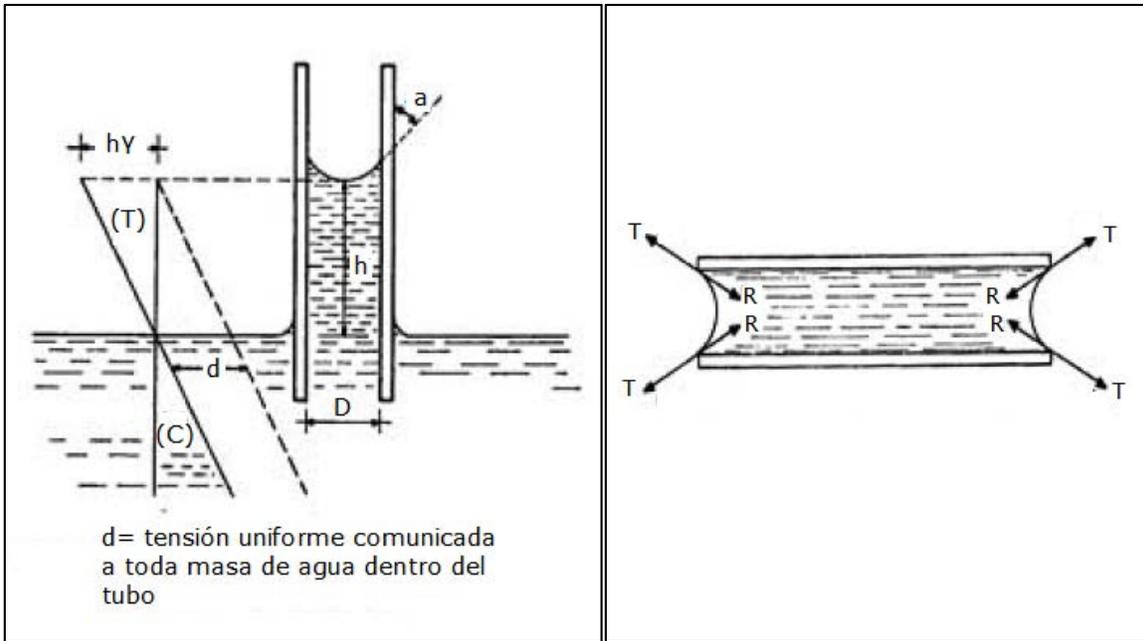


Figura 29. Fenómeno de capilaridad.

(Izquierda) Distribución de esfuerzos en un tubo capilar. (Derecha) Presiones capilares resultantes R en la placa de arcilla debido a la tensión superficial T.

Fuente: Rico & Del Castillo, 1977.

La succión osmótica (S_o): cuando una solución de soluto se separa de un solvente puro mediante una membrana semipermeable, es decir, que permite el paso del solvente, pero no del soluto, se observa que aquél tiende a pasar a través de la membrana a la solución, y de ahí a diluirlo; a este fenómeno se le denomina ósmosis. El movimiento del solvente hacia la izquierda (agua pura en la Figura 27) tiende a producir una disminución de la presión en dicho solvente del lado derecho de la cámara, lo que da lugar a la succión osmótica (Deméneghi, 2012).

En las arcillas la succión osmótica está relacionada con la concentración de sales en el agua libre y con los iones presentes en la doble capa difusa explicados en la sección 2.8. Cuando el agua de prueba es idéntica al agua del suelo (es decir el contenido iónico) la succión total se reduce a la succión matricial. En caso de que ambas fuentes de agua no sean similares, si el suelo está saturado la succión osmótica es equivalente a la succión total, pues existe solo el efecto de atracción de solutos hacia agua pura.

La succión total no debe ser usada para modelar el flujo del agua, pues es posible que la succión mátrica resulte en el flujo de agua en una dirección y la succión osmótica resulte

en flujo en la dirección opuesta. En el modelado de relaciones constitutivas (tensores constituidos por propiedades del suelo y cargas externas), la presión osmótica debe considerarse como una variable de esfuerzos independiente e isotrópica, es decir $\Psi_{o,(x,y,z)} = \Psi_o$ (Fredlund D. G., 2006).

La mayoría de problemas geotécnicos en suelos no saturados están asociados a cambios ambientales y estos modifican principalmente la succión matricial, al cambiar el contenido de humedad cambia la succión. La succión osmótica influye más en problemas que involucren transporte de sales, lixiviación o contaminación química (Meza, 2012). En los problemas geotécnicos asociados a cambios volumétricos, los cambios en la succión osmótica son despreciables en comparación con los cambios en la succión matricial, esto se debe a que los cationes en la doble capa difusa están hidratados en un amplio rango de humedades y por ende no generan cambios significativos en el esfuerzo efectivo (Day, 2009). Otra justificación para despreciar Ψ_o es el principio de condiciones constantes campo-laboratorio. Por ejemplo, en campo, el agua de lluvia es básicamente destilada, al caer sobre los suelos de arcilla disminuye la concentración de iones presentes en el suelo, con lo cual la presión osmótica cambia. Esta situación es simulada en el laboratorio al usarse agua destilada para anegar el espécimen antes de cargarlo en el odómetro, donde luego se mide el cambio volumétrico correspondiente. (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012). Por tanto, bajo el alcance del presente trabajo se incluye sólo el estudio de la succión matricial y el efecto de la succión osmótica es obviado.

El éxito de la ingeniería geotécnica en suelos no saturados depende de que los esfuerzos de succión sean medidos o estimados con suficiente precisión, sin embargo se ha comprobado la dificultad para medir la succión tanto en campo como en laboratorio. (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012). Por ejemplo, la cavitación del agua hace que se requiera equipo más costoso y especializado para medir succiones mayores a 1 atm. Algunos autores han reconocido presiones de succión de los suelos in situ tan altas como 1×10^6 kPa (Croney & otros, 1958, citado por Fredlund, 2006).

Existen varios métodos para medir la succión de los suelos, a partir de diferentes principios. Por ejemplo, el tensiómetro usado en este informe mide la tensión en el agua que ejerce la presión negativa poro-agua, mientras que otros dispositivos se basan en la

medición del contenido de agua presente en la muestra y otros factores termodinámicos, estas últimas técnicas son de alta precisión y rango, sin embargo los equipos son más costosos. El Cuadro 12 muestra un resumen de las principales técnicas empleadas para medir la succión del suelo.

Cuadro 12. Técnicas de laboratorio para medir la succión del suelo.

Tipo de dispositivo	Componente de la succión medido	Rango de medición (kPa)	Características
Psicrómetro	Total	100-8000	Requiere temperatura ambiental constante
Papel filtro	Total	Rango entero	Puede diferenciar succión matricial de osmótica
Tensiómetros	Matricial	0-90	Cavitación y difusión de aire a través de la cerámica, pueden causar errores de lectura
Placa de presión Traslación de ejes	Matricial	0-1500	El rango de medición depende de la entrada de aire en el sistema
Sensores de conductividad termal	Matricial	10-1500	Medición indirecta usando un sensor de cerámica poroso
Extractor de fluido de poros	Osmótica	Rango entero	Mide presión requerida para extraer fluido

Fuente: Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012.

Para fines experimentales de este trabajo, se estimó el esfuerzo efectivo de las muestras midiendo la presión poro-agua con un tensiómetro. La descripción experimental se encuentra en la sección 3.3.

2.11. Curva característica suelo-agua

Según Fredlund (1993), citado por Alfaro (2008), la curva característica suelo-agua o curva de retención del suelo puede ser definida como la variación de la succión con la capacidad de retención del agua en los poros del suelo. Generalmente se grafica la succión $\Psi = u_a - u_w$ según la sección 2.12, versus la humedad del suelo expresada como contenido de humedad volumétrica (θ), grado de saturación (S) o contenido de agua

gravimétrico (w) (sección 2.4). La Figura 30 muestra un ejemplo de curva característica suelo-agua.

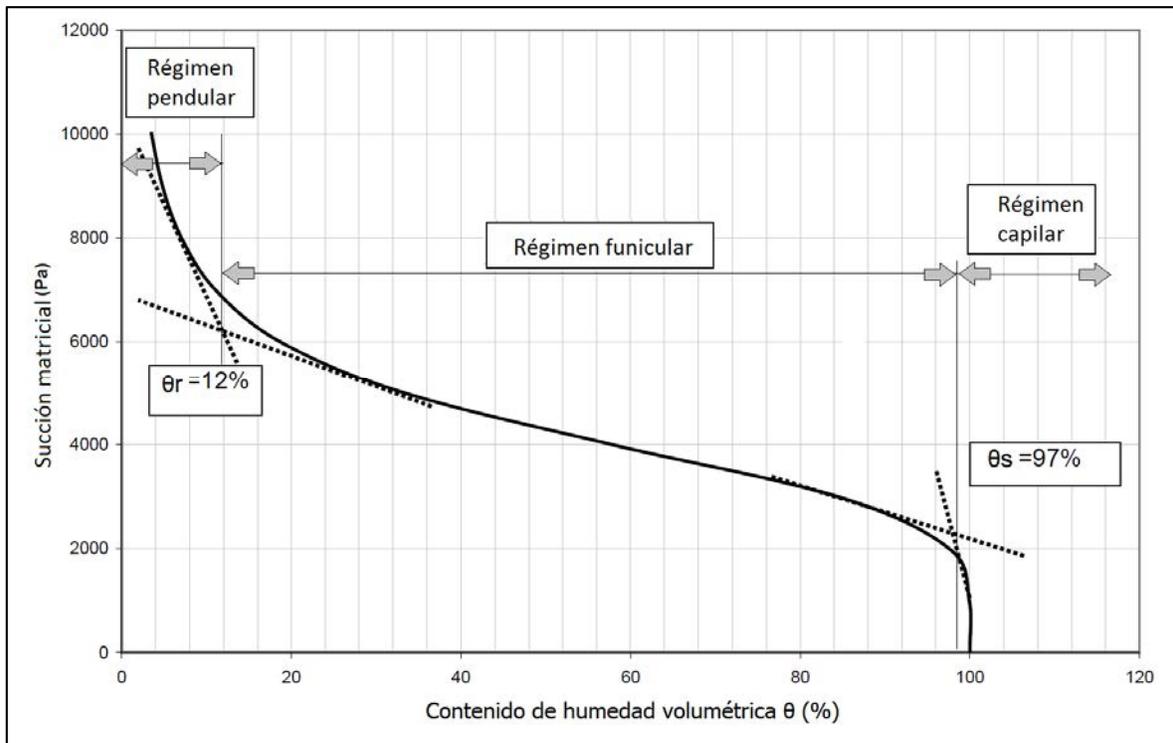


Figura 30. Curva característica suelo-agua de una muestra de suelo.

Fuente: Baltodano G. R., 2006. Modificado por: Esquivel, 2017.

Dos parámetros claves para definir la curva característica suelo-agua son:

- Entrada de aire (θ_s en la Figura 30): valor de succión al cual el aire entra en los poros más grandes del suelo.
- Humedad residual (θ_r en la Figura 30): contenido de agua al cual una gran succión es necesaria para remover más agua del suelo, es decir, el nivel de humedad al cual un incremento en la succión no produce un cambio significativo en el contenido de humedad.

Con base en tales límites, se reconocen tres zonas en la curva característica suelo-agua (Elgabú, 2013), (Baltodano G., 2006):

- Zona de saturación, zona de efecto de borde o régimen capilar: (humedad mayor o igual a la Entrada de aire): casi todos los poros están llenos de agua y existe poca succión matricial, sin embargo, ésta y cualquier presión generada en la fase acuosa se transmite isotrópicamente a toda la matriz, modificando directamente el esfuerzo efectivo (sección 2.12).
- Zona de transición o régimen funicular (humedad menor a la Entrada de aire pero mayor a Humedad residual): debido a que la fase líquida es continua, cualquier cambio en la humedad se comunica rápidamente a toda la matriz del suelo con el consecuente cambio en la succión, las fuerzas capilares y “de puente” actúan en el suelo.
- Zona residual o régimen pendular (humedad menor o igual a la Humedad residual): se caracteriza por presentar una fase discontinua de agua, el esfuerzo que ella produce se puede modelar como un “puente de agua” pues actúa uniendo las partículas (piel contráctil explicada en la sección 2.11).

La representación física de las tres zonas anteriores se ilustra en la Figura 31.

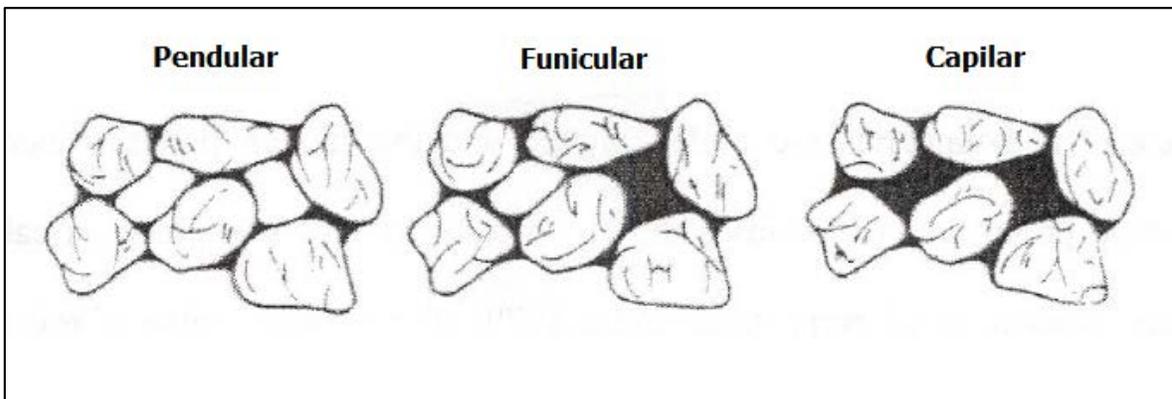


Figura 31. Estados de saturación del suelo

Fuente: Kim, 2001, según Baltodano Goulding. R., 2006.

La curva característica suelo-agua, al igual que muchas otras propiedades, no es única para cada tipo de suelo sino que está gobernada por factores tales como densidad del suelo, granulometría, mineralogía, geometría de los poros, humedad-temperatura-presión ambiental, e incluso la historia de esfuerzos del suelo (Elgabú, 2013). La Figura 32

muestra curvas características suelo-agua representativas de arenas, limos y arcillas, donde se observa la forma de la curva, asociada al tipo de suelo, que indirectamente indica la influencia del tamaño de partículas y el tamaño de poros.

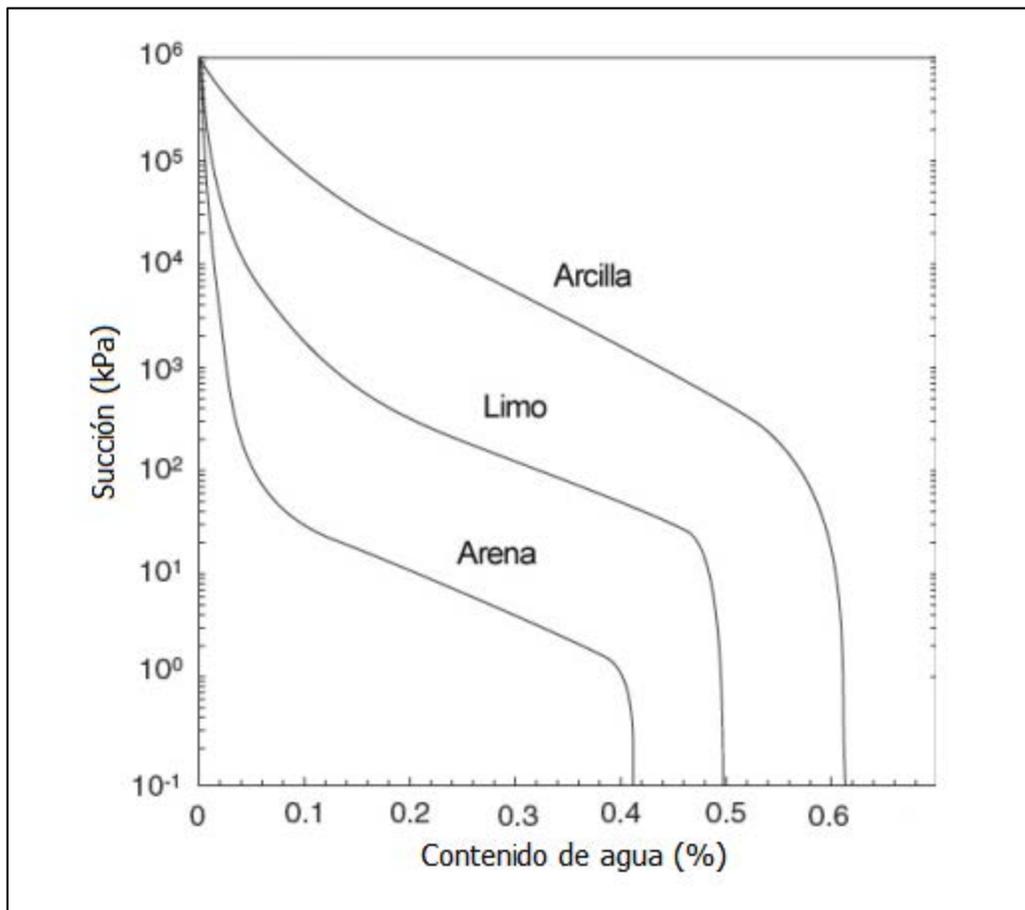


Figura 32. Efecto del tipo de suelo en la curva característica suelo-agua.

Fuente: Meza, 2008.

La curva característica suelo-agua ha sido empleada por diferentes investigadores en modelos constitutivos para evaluar cambios volumétricos, resistencia y permeabilidad. Para tal fin, la curva característica suelo-agua puede estimarse en forma analítica, o bien, puede ser medida y luego parametrizarse.

En este informe, se midió un segmento de la curva característica suelo-agua según se explica en la sección 3.3. Posteriormente se calibró el resultado de la medición con el método de van Genuchten (1980), y finalmente se estimó la curva característica suelo-

agua con el modelo matemático de Fredlund-Xing (1994) calibrado por Perera & otros (2005) según se explica a continuación.

El modelo general de Fredlund-Xing (1994, citado por Perera & otros, 2005) es el siguiente:

$$S = C(h) \cdot \frac{1}{\left[\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{h}{a_f} \right)^{b_f} \right] \right]^{c_f}} \quad (32)$$

$$C(h) = \frac{\ln \left(1 + \frac{h}{h_{rf}} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{h_{rf}} \right)} \quad (33)$$

S = saturación.

h= cabeza de presión, igual a la succión del suelo (kPa).

a_f = parámetro a calibrar, es función del valor de entrada de aire en el suelo.

b_f = parámetro a calibrar, es función de la razón de la extracción de agua del suelo una vez que el valor de la entrada de aire ha sido excedido.

c_f = parámetro a calibrar, función del contenido de agua residual.

h_{rf} = parámetro a calibrar, función de la succión que se da en el contenido de agua residual.

C(h)= factor de corrección función de la succión matricial.

Perera & otros (2005) calibraron la curva característica suelo-agua bajo el modelo de Fredlund y Xing (1994) para suelos de bases y subrasantes, a partir de analizar la granulometría y plasticidad de 200 muestras provenientes de 30 carreteras en Estados Unidos. El modelo de Perera fue empleado en este reporte con el fin de verificar su

aplicabilidad a los suelos muestreados en este estudio. Los resultados de Perera & otros (2005) se indican en el conjunto de ecuaciones (34):

$$\begin{aligned}
 a_f &= 32,835 \{ \ln(wPI) \} + 32,438 \\
 b_f &= 1,421 (wPI)^{-0,3185} \\
 c_f &= -0,2154 \{ \ln(wPI) \} + 0,7145 \\
 h_{r,f} &= 500
 \end{aligned}
 \tag{34}$$

Donde:

w=porcentaje de material pasando la malla 200 expresado en decimales

PI=índice plástico

El modelo de van Genuchten (van Genuchten, Leij, & Yates, 1991) es:

$$S_e = \frac{1}{[1 + (ah)^n]^m}
 \tag{35}$$

Del cual:

S_e =contenido de agua volumétrico definido en la sección 2.4.

h= cabeza de presión, igual a la succión del suelo (kPa).

a, n, m= parámetros empíricos a calibrar que afectan la forma de la curva característica suelo-agua. El valor m puede restringirse a $m=1-2/n$.

El modelo requiere conocer los valores entrada de aire (θ_s) y humedad residual (θ_r), o bien pueden ser calibrados. Para arcillas, Carsel y Parrish (1988, citados por van Genuchten, Leij, & Yates, 1991) estimaron:

$$\theta_s = 0,38$$

$$\theta_r = 0,068$$

a=0,008

n=1,09

En el presente reporte se usó el programa computacional de licencia libre RETC versión 6.02 para calibrar los datos experimentales de la sección 3.3 al modelo anterior, usando como valores iniciales los cuatro parámetros independientes mencionados arriba. Los resultados se muestran en la sección correspondiente.

2.12. Esfuerzo efectivo

Las variables mecánicas no físicas que describen el comportamiento de suelo, se conocen como “variables de esfuerzo”, pues actúan como tensores de esfuerzo (por ejemplo σ_{zz} y τ_{xy}), no dependen de las características del material per se. La clásica variable de estado que describe la mecánica de suelos saturados fue provista por Terzaghi, que relaciona el esfuerzo efectivo (σ') del suelo en función de la carga aplicada (σ) y la presión de la fase líquida dentro de la matriz mineral (u_w):

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (36)$$

A pesar de su gran importancia, la teoría anterior deja por fuera el estudio de arcillas no saturadas. Uno de los primeros esfuerzos por modelar los suelos no saturados con variables de estado fue dado por Bishop en 1959 (Fredlund D. G., 2006), quien propuso la relación:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (37)$$

La ecuación (37) incluye el parámetro de esfuerzos efectivos χ , el cual en este reporte se supuso linealmente dependiente del grado de saturación del suelo, es decir χ se tomó como 1 para la saturación era completa, como 0 cuando para el suelo completamente seco y se interpoló linealmente para valores de saturación intermedios, de la manera $\chi=S$.

La ecuación (37) considera la succión como una variable del material y no de esfuerzos (por naturaleza χ no es una variable de estado de esfuerzos sino empírica) (Baltodano G.,

2016), (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012). Nótese que cuando existe saturación completa ($\chi=1$), la ecuación (37) se reduce a la ecuación de Terzaghi, y cuando el suelo está seco ($\chi=0$), la ecuación (37) indica que el esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo aplicado menos la presión interna de aire, o la presión atmosférica para muestras inconfiadas. Numerosas investigaciones han demostrado que ambos tensores, esfuerzo matricial ($\Psi_m = u_a - u_w$) y esfuerzo neto o normal ($\sigma - u_a$) modelan de manera correcta el comportamiento de los suelos no saturados. Cambios termodinámicos (v.g. evaporación) alteran el equilibrio en la presión poro-aire o poro-agua, esto induce a cambios en el esfuerzo efectivo, lo cual a su vez genera cambios en el volumen y resistencia del suelo (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012).

Algunas limitaciones atribuidas al esfuerzo de Bishop es que este es difícil de determinar en situaciones prácticas. El parámetro χ al ser determinado para cambios volumétricos difiere de cuando es determinado para resistencia. Existen otras soluciones matemáticas a los esfuerzos tensores, desarrolladas bajo diferentes enfoques, como los modelos elastoplásticos, sin embargo dicho estudio sale del alcance de este informe, se delega su estudio a investigaciones posteriores.

En el presente informe, se midió la curva esfuerzo-deformación (sección 3.1), se corrigió el valor del esfuerzo efectivo con base en la curva característica suelo-agua obtenida (sección 3.3), y los resultados obtenidos se compararon mediante aplicaciones prácticas geotécnicas, según la sección 2.13.

2.13. Modelos geotécnicos

Se presentan problemas que involucran el hinchamiento generado por arcillas expansivas, posteriormente se resuelven estos problemas usando métodos clásicos de diseño y modelos que incluyan el esfuerzo de succión del suelo. Los parámetros usados fueron obtenidos de los tres suelos de estudio de este reporte.

2.13.1. Relleno de sustitución bajo arcilla expansiva

Una placa aislada de dimensiones en planta $b \times b$ (con $b=1,5$ m), con desplante $d= 1,0$ m, debe transmitir la carga de diseño $Q= 500$ kN a un estrato de suelo tipo CH según SUCS, con espesor de zona activa $Z= 5,0$ m, bajo el cual se ubica el nivel freático. El área de

construcción no será impermeabilizada y por tanto el suelo se verá sometido a procesos de secado-humedecimiento en la transición de época seca a lluviosa, durante toda la vida útil de la obra. Se debe dimensionar un relleno de sustitución de lastre, de manera que las presiones generadas por el hinchamiento de la arcilla se anulen. Considérese el esquema constructivo propuesto en la Figura 33.

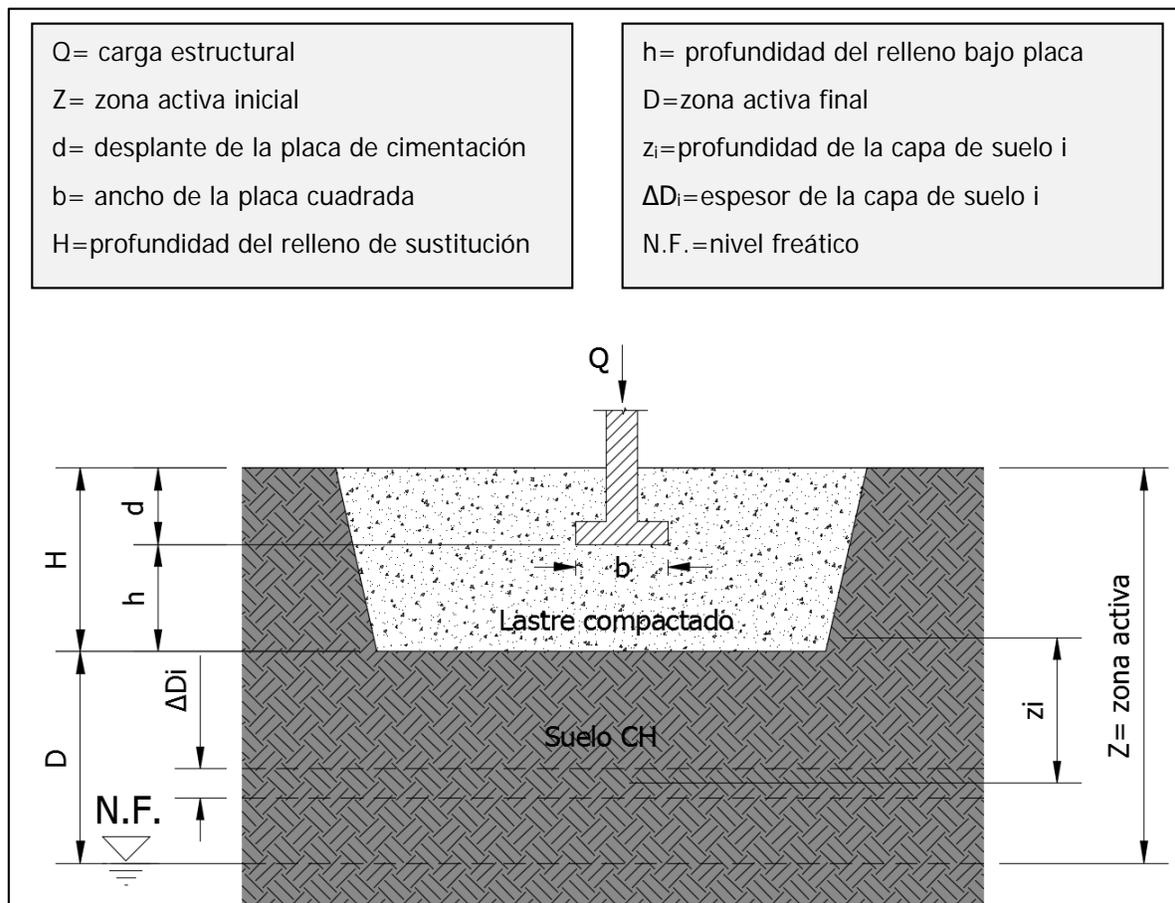


Figura 33. Relleno de sustitución propuesto

Para hallar la solución al problema, se emplea el algoritmo propuesto originalmente por Chao (2007) y modificado para este ejemplo:

Proponer una profundidad de sustitución h , por ejemplo $h=1,0$ m. El estrato de zona activa es ahora $D=Z-(h+d)$ según se observa en la Figura 33. Discretizar D en varias capas N , por ejemplo $N=10$ capas. La capa i -ésima tiene altura $\Delta D_i= D/N$ ubicada a una profundidad z_i .

Sea $\sigma'_{s,i}$ la carga que actúa sobre la capa i debido al peso del terreno sin la sobrecarga Q ni el relleno:

$$\sigma'_{s,i} = Z_i \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \quad (38)$$

Estimar la deformación unitaria ϵ_i que desarrolla la capa i sin la sobrecarga Q ni el relleno. Para esto, se tienen dos opciones según el método de diseño:

- Método que no incluye los esfuerzos de succión matricial: para cada esfuerzo $\sigma'_{s,i}$, obtener ϵ_i ilustrado en la Figura 39 (a), usando los resultados mostrados en la sección 4.7. (usar la curva "Tramo $\Psi_m = 0$ ", leer $\sigma'_{s,i}$ en las abscisas y ϵ_i en las ordenadas)
- Método que sí incluye los esfuerzos de succión matricial: para cada esfuerzo efectivo $\sigma'_{s,i}$, obtener ϵ_i ilustrado en la Figura 39 (abajo), usando los resultados mostrados en la sección 4.7. (usar la curva "Tramo $\Psi_m \neq 0$ ", leer $\sigma'_{s,i}$ en las abscisas y ϵ_i en las ordenadas).

(39)

Por tanto el hinchamiento libre de la capa i es el producto de su deformación unitaria por su espesor:

$$\Delta s_i = \epsilon_i \cdot \Delta D_i \quad (40)$$

La capa de sustitución de lastre será compactada debidamente. Cualquier posible hinchamiento del lastre, debido a la inundación o a defectos constructivos, será omitido en este reporte, con el fin de obtener el hinchamiento que genera únicamente la capa de arcilla expansiva. El hinchamiento libre de cada capa de suelo expansivo se suma para obtener el hinchamiento libre total S_t en toda la capa activa D :

$$S_t = \sum_{i=1}^N \Delta s_i \quad (41)$$

Calcular el esfuerzo efectivo que produce el peso del relleno como $h \cdot (\gamma_{t,r} - \gamma_w)$; calcular la sobrecarga estructural Q a una profundidad z_i suponiendo una distribución de esfuerzo trapezoidal $Q/(b+h+z_i)^2$. El esfuerzo efectivo total de la capa i es q'_i y equivale a la suma de los dos efectos mencionados más el peso propio $\sigma'_{s,i}$ encontrado anteriormente:

$$q'_i = h \cdot (\gamma_{t,r} - \gamma_w) + \frac{Q}{(b + h + z_i)^2} + \sigma'_{s,i} \quad (42)$$

Debido a la sobrecarga q'_i , se produce una consolidación unitaria ε_i [m/m], la cual debe ser tomada como la diferencia entre la deformación que produce $\sigma'_{s,i}$ obtenido en (39) y el q'_i obtenido en (42), con la ayuda del esquema mostrado en la Figura 34. Se reconocen dos casos según el método de diseño:

- Método que no incluye los esfuerzos de succión matricial: usar los resultados mostrados en la sección 4.7. (usar la curva "Tramo $\Psi_m = 0$ ").
- Método que sí incluye los esfuerzos de succión matricial: usar los resultados mostrados en la sección 4.7. (usar la curva "Tramo $\Psi_m \neq 0$ ").

(43)

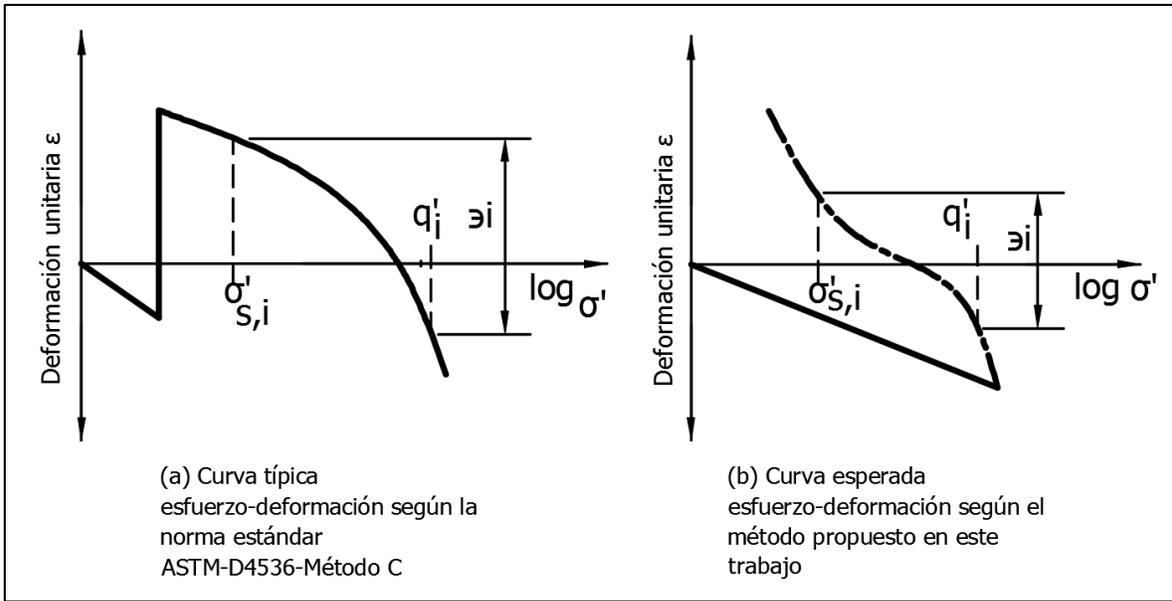


Figura 34. Formas de obtener la deformación unitaria de consolidación ε_i cuando: (a) no se incluye la succión matricial, (b) se incluye la succión matricial.

Calcular la reducción de longitud Δr_i de la capa i , es el producto de su consolidación unitaria por su espesor:

$$\Delta r_i = \varepsilon_i \cdot \Delta D_i \quad (44)$$

Calcular el asentamiento total R_t debido a las sobrecargas totales:

$$R_t = \sum_{i=1}^N \Delta r_i \quad (45)$$

El R_t tiene valor negativo pues ε_i tiene signo negativo al tratarse de una consolidación.

Calcular el levantamiento topográfico final ΔH debido al hinchamiento libre del suelo y la consolidación que produce la sobrecarga en el terreno, de la manera:

$$\Delta H = S_t + R_t \quad (46)$$

El levantamiento total debe ser menor a cierto valor límite definido por los requisitos estructurales de la obra que se está cimentando. Para el ejemplo de este reporte, se supuso que la placa de cimentación forma parte de un marco estructural de concreto reforzado con una luz de 10 m entre columnas, según el Cuadro 3.5 del CCCR (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015) el asentamiento máximo permitido es el 0,4% de la luz, por tanto se optimizó la profundidad del relleno h de tal manera que el cambio volumétrico del ejemplo fuese:

$$|\Delta H| \leq 0,004 \cdot 10 \text{ m} = 0,04 \text{ m} \quad (47)$$

Se resolvió este problema geotécnico bajo los dos modelos propuestos, es decir, con los esfuerzos de succión matricial y sin ellos. Los resultados y análisis se muestran en las secciones correspondientes.

2.13.2. Cimentaciones profundas

Se debe diseñar la longitud L de un pilote que resistirá una carga estructural $Q= 50 \text{ kN}$, dicha longitud L debe ser tal que contrarreste el hinchamiento de un estrato muy profundo de arcilla expansiva suave de alta compresibilidad. El pilote es fabricado en concreto y su diámetro es $d=0,35 \text{ m}$. El esquema se muestra en la Figura 35.

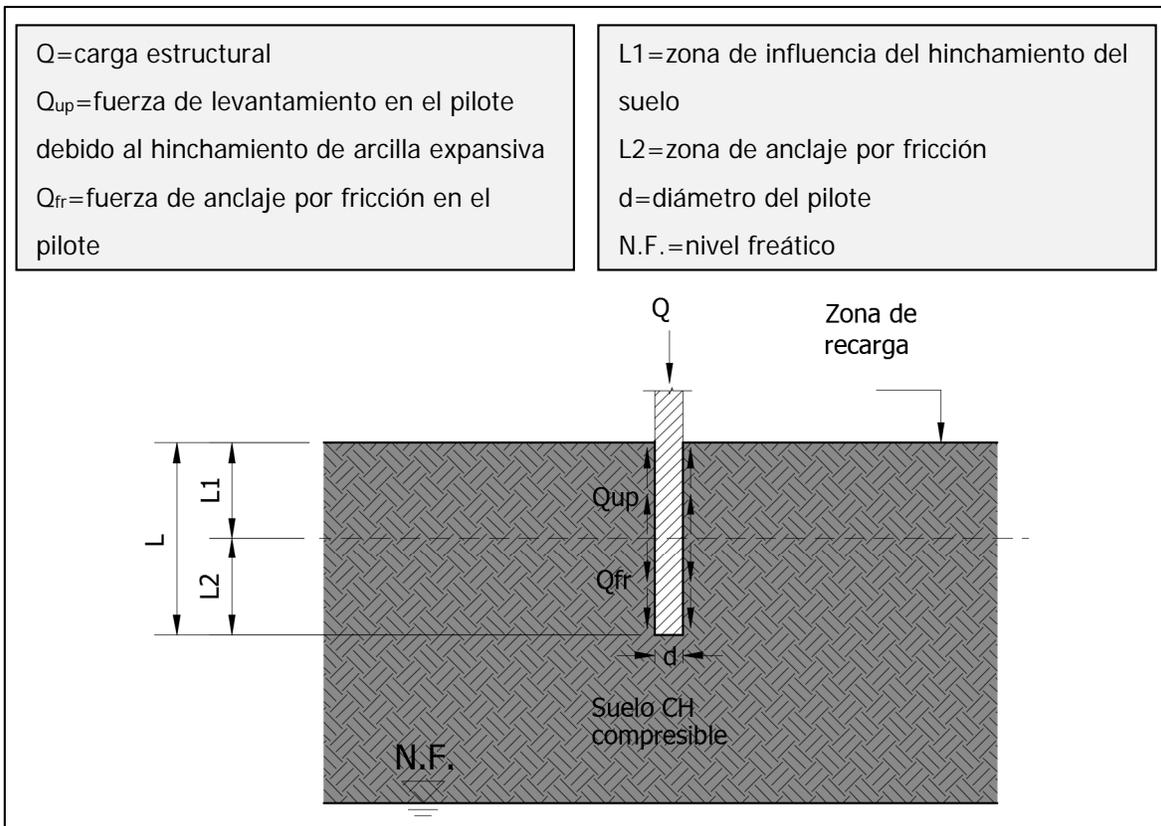


Figura 35. Esquema constructivo de pilotes y fuerzas consideradas en su diseño

Para hallar la solución de problema se emplea el algoritmo de Chao (2007) modificado para este trabajo:

Mediante la ecuación (39) aproximar la profundidad de la capa L_1 en el cual el hinchamiento de arcilla provoca levantamiento en el pilote debido a la fricción en el mismo, para esto igualar la presión gravitatoria con la presión de hinchamiento σ'_{cs} , la cual se muestra en los resultados de la prueba de hinchamiento libre (Figuras de la sección 4.7). Se puede usar el valor de σ'_{cs} según el modelo que se requiera, es decir la presión de hinchamiento libre cuando se consideran los esfuerzos de succión matricial o cuando no se consideran.

Se debe conocer el peso unitario total del suelo γ_t , el cual se encuentra en el Cuadro 14 para los suelos de este reporte.

$$L1 = \frac{\sigma'_{cs}}{\gamma_t - \gamma_w} \quad (48)$$

Determinar la fuerza de empuje vertical ascendente Q_{up} que produce el hinchamiento del suelo en la zona L1, actúa como fricción:

$$Q_{up} = \beta \cdot \sigma'_{cs} \cdot (L1 \cdot \pi \cdot d) \quad (49)$$

El producto entre paréntesis indica el área del pilote sobre el cual actúa la fuerza de fricción ascendente. El término β se puede consultar en el Cuadro 5.1 del Código de Cimentaciones de Costa Rica, el cual indica que β debe tomarse como 0,10 por tratarse de una "arcilla muy plástica" (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015).

Se debe dotar de longitud L2 suficiente al pilote para que el estrato de arcilla ubicado por debajo de la zona activa actúe como un anclaje por medio de fricción, de la siguiente manera:

$$Q_{fr} = \beta \cdot \sigma'_{prom} \cdot (L2 \cdot \pi \cdot d) \quad (50)$$

σ'_{prom} es el esfuerzo efectivo promedio que actúa en toda el área del segmento L2. Dicho esfuerzo promedio se calcula como:

$$\sigma'_{prom} = \frac{1}{2} (\gamma_t - \gamma_w) [(L1) + (L1 + L2)] \quad (51)$$

La variable L2 debe ser optimizada de tal manera que la sumatoria de fuerzas verticales Q_t sean cero. Sin embargo, se debe proveer de un factor de seguridad de FS=1,5 para cimentaciones profundas según el Cuadro 3.4 del CCCR (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015), por tratarse de un sistema de fricción lateral. Se aplica el FS a las fuerzas desestabilizadoras del diagrama de cuerpo libre de la Figura 35, es decir a la

fuerza de empuje ascendente Q_{up} provocada por la expansión de la arcilla y a la fuerza estructural Q . De esta manera:

$$Q_t = FS (Q_{up}) - Q_{fr} - FS (Q) = 0 \quad (52)$$

No se aplica FS a Q_{fr} pues dicha fricción puede actuar en sentido vertical positivo o negativo, es decir, se trata de una fuerza estabilizadora que actúa en dirección contraria a la sumatoria de las otras dos fuerzas.

3. Propuesta de modificación del ensayo existente de expansión libre.

Según lo discutido en la sección 1.1.1, en la actualidad se ejecuta la prueba expansión libre ASTM D4546 (método C) para encontrar la relación entre esfuerzo y deformación del suelo, cuando se carga el suelo luego de haber sido inundado. En la Figura 36 se muestra conceptualmente dicho procedimiento.

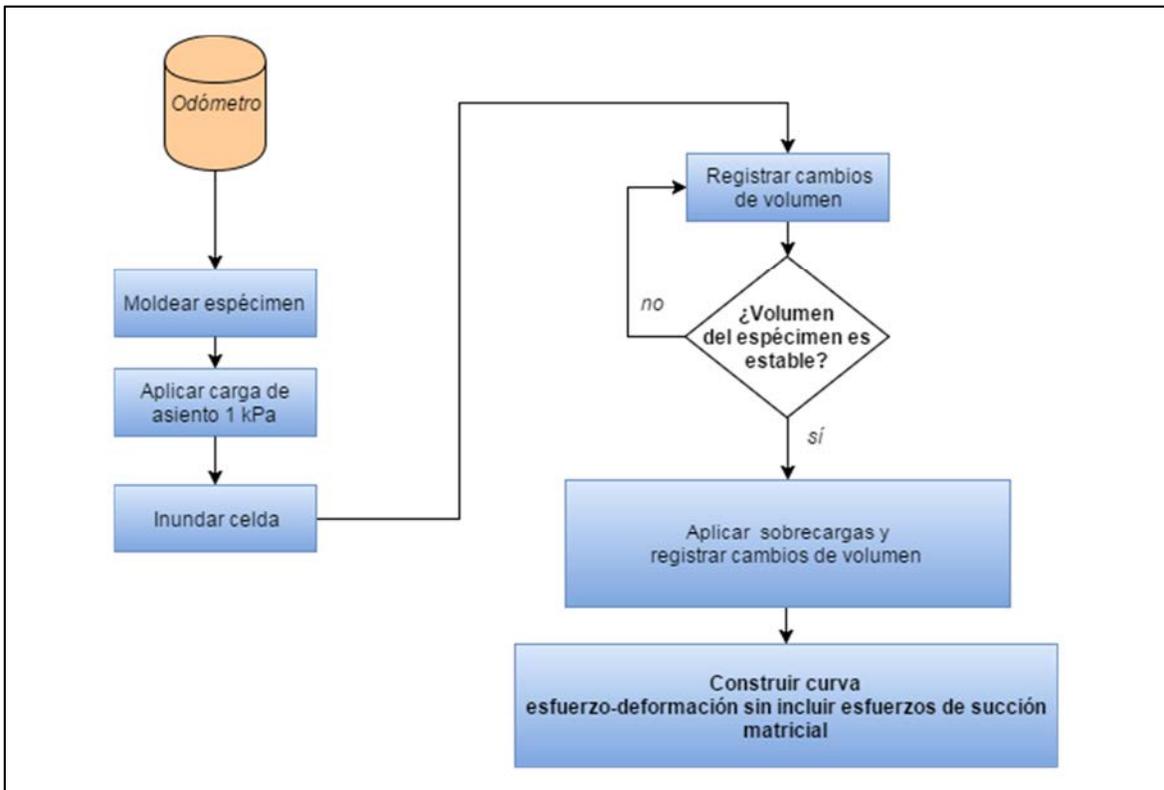


Figura 36. Diagrama de procedimiento estándar ASTM D4546 – método C

En el presente trabajo se propone una modificación a la prueba de expansión libre ASTM D4546 (método C), con el fin de obtener la curva de esfuerzo-deformación corregida por esfuerzo de succión matricial, el cual se puede estimar por medio de la curva característica suelo-agua. El procedimiento planteado y ejecutado en este trabajo se resume gráficamente en la Figura 37 (la celda de carga/succión se esquematiza en la Figura 3).

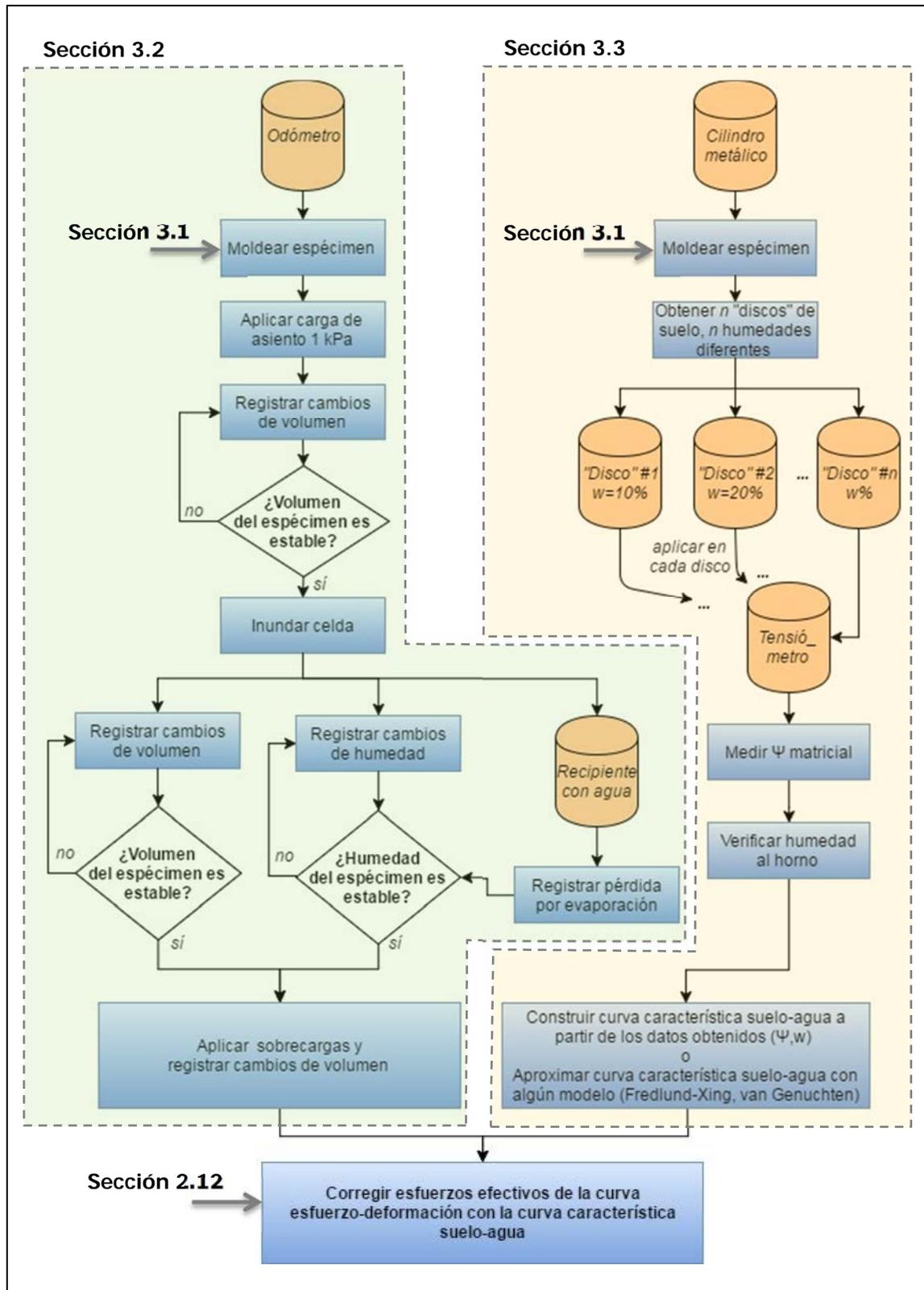


Figura 37. Diagrama de propuesta de modificación del ensayo de expansión libre

A continuación se describen cada una de las etapas de la Figura 37.

3.1. Confección de los especímenes de prueba

En el laboratorio, cada una de las muestras recolectada en época seca (Suelo 1 y 2) se dejó secar al aire, luego este material fue segregado con ayuda de un mazo de madera suave y tamizado por malla #4 (4,75 mm). El suelo así obtenido se analizó bajo las pruebas de clasificación y caracterización de suelos (Capítulo 2). Previo a la desecación del suelo, se obtuvo su contenido de humedad natural, a partir de algún fragmento inalterado proveniente del muestreo original. Se extrajeron muestras de tres sitios, la procedencia de dichas muestras se detalla en la sección 4.1.

Con la muestra recolectada a inicios de época lluviosa (Suelo 3), se procedió de la misma manera que explicado en el párrafo anterior, sin embargo se separó una porción de suelo de manera que no sufriera deformaciones ni pérdida de humedad, con el fin de usar esta porción en el anillo de consolidación como muestra inalterada.

Al cabo de las pruebas típicas de caracterización de suelos, las muestras Suelo 1 y Suelo 2 fueron remoldeadas en el anillo de consolidación y en un cilindro de 30 cm de largo por 5,5 cm de diámetro. Con el fin de simular las condiciones de campo, se intentó compactar lo más cercano posible al peso unitario bajo una humedad determinada. Si se conoce la humedad del suelo desecado (w_d en valores decimales) y su masa total (M_{sh} en gramos) se puede conocer la cantidad de agua adicional para agregar (W_{add}) hasta que el suelo alcance la humedad de ensayo deseada (w en valores decimales):

$$W_{add}(g) = \frac{M_{sh}}{1 + w_d} (w - w_d) \quad (53)$$

Si se conoce el peso unitario de campo (γ_t) y el volumen del cilindro a utilizar en cada prueba (V), se puede conocer la cantidad de material (M_{sh}) que debe ser compactado dentro de dicho cilindro:

$$M_{sh} (g) = \frac{Y_t}{V} \quad (54)$$

Para compactar dicha masa lo más cercano posible a la densidad de campo se utilizaron masas de acero y pisones de madera de fácil manipulación, se aplicaba energía de compactación suficiente. Por ejemplo, para compactar 1200 g de suelo dentro del cilindro de 30 cm, se aplicaron 5 golpes de un pistón de acero de 0,8 kg que caía aproximadamente 0,5 m a través de un tubo guía hasta impactar capas de 100 g de suelo, lo cual corresponde a una energía de compactación de 235 J. Para variar dicha energía en caso de que la densidad resultante no fuese similar a la deseada, es decir faltaba o sobraba suelo para llenar el cilindro, se variaba la cantidad de suelo en cada capa compactada o bien se modificaba la cantidad de golpes por cada capa. En el anexo Figura A. 14 se presenta una muestra fotográfica del proceso de remoldeo dentro de los cilindros usados.

En resumen, las muestras 1, 2 y 3 se remoldearon por compactación en el cilindro largo (Figura 40) para medir la curva característica suelo-agua.

Para la prueba de expansión libre, las muestras Suelo 1 y 2 fueron remoldeadas en el anillo de consolidación, mientras que el Suelo 3 fue moldeado de manera inalterada (Figura A. 14).

El Suelo 3 tuvo que ser remoldeado por compactación en el cilindro largo. Si se moldease de manera inalterada, se corre el riesgo de quebrar la pastilla cerámica por la presencia de partículas de grava en la matriz del suelo que no ha sido tamizado por malla #4.

Las muestras así obtenidas se estudiaron bajo los métodos que se describen en seguida.

3.2. Método propuesto para obtener la curva Esfuerzo-Cambio Volumétrico: prueba ASTM D4546 modificada

La prueba propuesta está basada en el método C de la prueba ASTM-D4546. Para iniciar, las pastillas de prueba se moldearon en el anillo del consolidómetro según se explicó en la sección 3.1, con densidad de campo y humedad cercana al límite plástico.

La pastilla de consolidación obtenida se inundó bajo una carga de 1 kPa y simultáneamente se registró del cambio de altura del espécimen ΔH , es decir, el hinchamiento libre debido a la hidratación del suelo.

Para estimar la humedad del suelo en el consolidómetro en un determinado momento, se deben conocer dos datos: evaporación ambiental (E) y pérdida neta de agua en la celda del consolidómetro (ΔW_c). En el tiempo $t=0$ (al iniciar la inundación) se conoce la masa del suelo y su humedad (se compactó con $w \approx LP$), al cabo de algún tiempo determinado, por ejemplo 24 horas, se registra E y ΔW . La pérdida ΔW_c debe ser igual al agua absorbida por la matriz del suelo (ΔW) más la evaporación ambiental ocurrida en la superficie de agua de la celda en ese mismo lapso de tiempo, despejando se obtiene:

$$\Delta W = \Delta W_c - E \quad (55)$$

La forma de obtener los dos datos anteriores es la siguiente.

Evaporación ambiental en la celda del consolidómetro (E): no se mide directamente del consolidómetro, sino que se dispone de un recipiente de vidrio ("beaker") del cual se conoce el área de evaporación (A'), se llena de agua y se mide el peso del recipiente más agua (M'_i) (ver anexo Figura A. 17). Luego de 24 horas, se registra la pérdida de masa en el recipiente ($\Delta M'$), esto es igual a la pérdida por evaporación ambiental en el recipiente (E'), sin embargo, como el área del recipiente y el área de agua en la celda de consolidación (A) no son iguales (Figura A. 20), se debe expresar la pérdida real de evaporación por medio de alturas equivalentes de agua, en este caso se pueden usar unidades g y cm por facilidad:

$$\Delta M' \text{ (g)} = M'_i - M'_f \quad (56)$$

$$E' \text{ (cm)} = \rho_w \frac{\Delta M}{A'} \quad (57)$$

Donde ρ_w = densidad del agua $\approx 1 \text{ g/cm}^3$. Finalmente se estima la pérdida de masa por evaporación en la celda del consolidómetro:

$$E \text{ (g)} = E' \cdot A \cdot \rho_w \quad (58)$$

El espejo o área de evaporación del consolidómetro no es un círculo sencillo sino que a la tapa de asiento se le deben restar los tornillos que sujetan el anillo con la celda, según se muestra en la Figura 38.

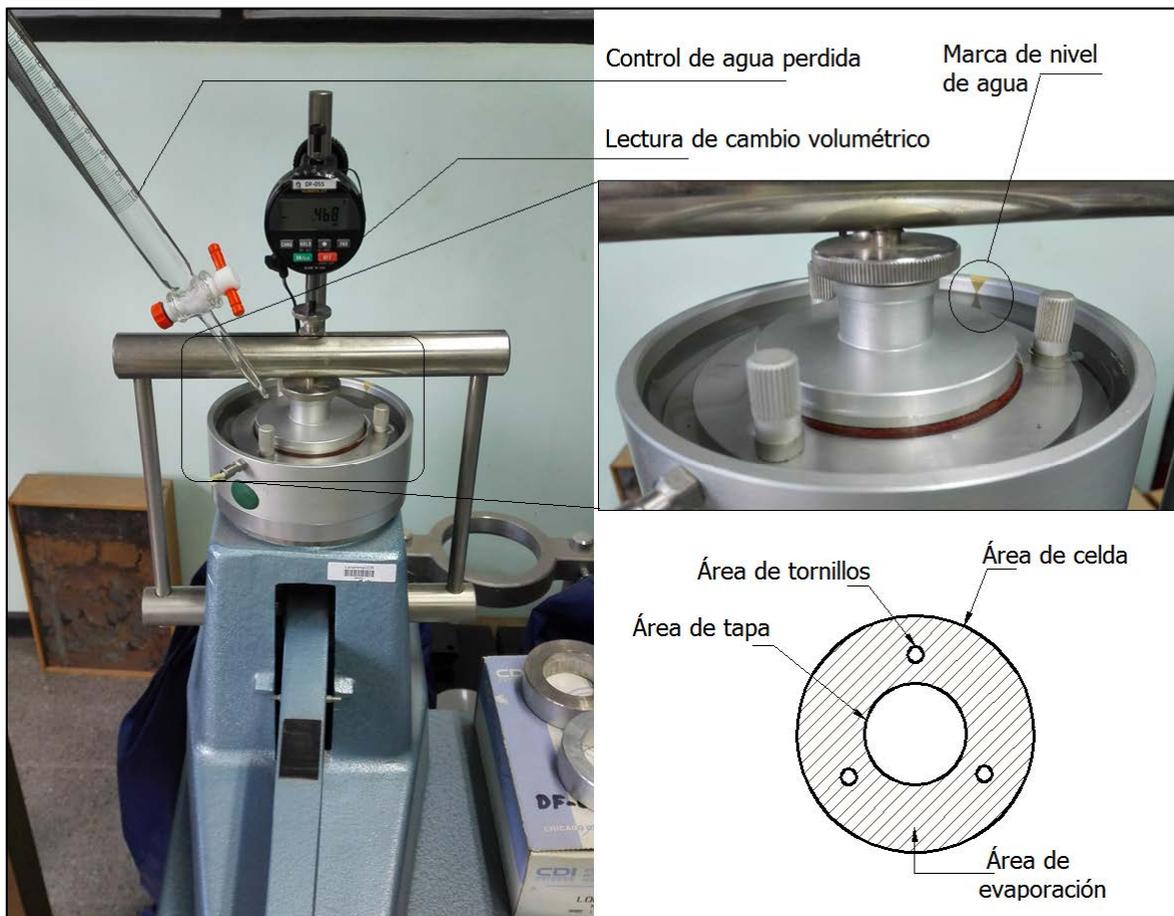


Figura 38. Configuración de la celda de carga

Pérdida neta de agua en la celda del consolidómetro (ΔW_c): al inicio de la prueba, la celda de consolidación se inunda hasta una marca de altura establecida (pequeño triángulo café

en el borde de la celda de la Figura 38), al cabo de las 24 horas acordadas anteriormente se observa que el agua ha descendido, por lo cual se calcula la pérdida total de agua en la celda agregando agua hasta llegar de nuevo a la altura marcada, con una bureta de precisión $\pm 1 \text{ cm}^3$. El agua perdida en la celda en el tiempo observado es simplemente la diferencia de volúmenes (V) leídos en la bureta:

$$\Delta W_c \text{ (g)} = \rho_w (V_f - V_i) \quad (59)$$

Al cabo de algunos días de repetir este proceso, la pérdida de agua neta en el consolidómetro es idéntica a la pérdida del beaker por evaporación, por tanto la absorción del suelo se vuelve cero, lo cual indica que la pastilla ya alcanzó el equilibrio termodinámico y electroquímico (Baltodano G., 2016). Con las ecuaciones (8) y (15) se puede inferir la cantidad teórica de agua presente dentro del suelo, porque aunque la pastilla está anegada, existe una máxima cantidad de agua que los poros del suelo pueden contener para diferentes relaciones de vacíos.

Una vez alcanzada el equilibrio descrito en el párrafo anterior, se debe corroborar que la expansión volumétrica se ha detenido, de no ser así se espera el tiempo suficiente hasta que eso ocurra. Se supuso una tasa de cambio máxima aceptable de $5 \times 10^{-4} \text{ mm/hora}$. Luego se cargó el suelo como indica la norma ASTM D4546 método C. Se agregaron masas al brazo del consolidómetro para generar presiones de 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800 y 1600 kPa. Al inicio de cada carga ($t=0$) se registró la última deformación producto de la carga anterior, y se registra la nueva deformación al $t = 5 \text{ s}$, 10 s , 15 s , 30 s , 1 min , 2 min , 4 min , 8 min , 15 min , 30 min , 1 h , 2 h , 4 h , 8 h , 24 h , 48 h , 72 h , 96 h . Si al cabo de cualquier tiempo t la tasa de cambio era menor que la tasa límite, se cargó el suelo con la siguiente serie de masas, o por el contrario si al cabo de los cuatro días la lectura del deformímetro aún no se había detenido o aun cambiaba rápidamente, se dejaba la carga por más tiempo.

Al final de la carga de 1600 kPa se desarmó el consolidómetro y se recuperó la muestra para verificar su humedad y el peso de los sólidos.

Con los datos obtenidos, se dibujan las curvas de lectura de deformación axial en relación al esfuerzo efectivo. Como se mencionó anteriormente, al inicio de la prueba la muestra se carga en humedad cercana al límite plástico y densidad similar a la de campo, por tanto su saturación está dada por la ecuación (8). El esfuerzo efectivo debe ser estimado mediante (37). Para tal fin, u_a corresponde a la presión atmosférica que en este caso se referencia como valor cero, la succión matricial u_w se conoce a partir de los métodos expuestos en las secciones 2.10 y 3.3. El cálculo de (37) se repite para cada una de las humedades encontradas con el procedimiento descrito en esta sección.

La Figura 39 muestra algunas de las formas posibles teóricas que la curva de hinchamiento libre puede adquirir al ser corregida con la ecuación (37). La forma de las curvas (1), (2) y (3) de la Figura 39 se propusieron de dicha forma suponiendo que la deformación debe tener la misma tendencia que la curva característica suelo-agua del suelo (López Hernández, 2010). Esto por cuanto el estado de esfuerzos del suelo cambia dependiendo de la cantidad de agua que está presente en el suelo a un nivel determinado de hinchamiento, y dicho nivel de agua es regido de los valores de entrada de aire θ_s y humedad residual θ_r que caracterizan la curva característica suelo-agua (López Hernández, 2010), (Baltodano G., 2009).

Cuando se ha determinado que el suelo está en equilibrio y no absorbe más agua, el tramo de carga en la Figura 39 se vuelve idéntico al tramo de carga de la prueba ASTM D4546, según la ecuación (36).

En la prueba anterior se reconocen algunos parámetros de importancia (Figura 39):

σ'_{cs} = presión de hinchamiento.

σ'_o = carga de consolidación.

R_r = razón de recompresión, pendiente.

R_c = razón de compresión o pendiente del tramo virgen.

S_f = hinchamiento libre según la ecuación (18), expresado en decimales.

En la sección 2.13 se proveen las ecuaciones necesarias para usar los factores anteriores en aplicaciones geotécnicas.

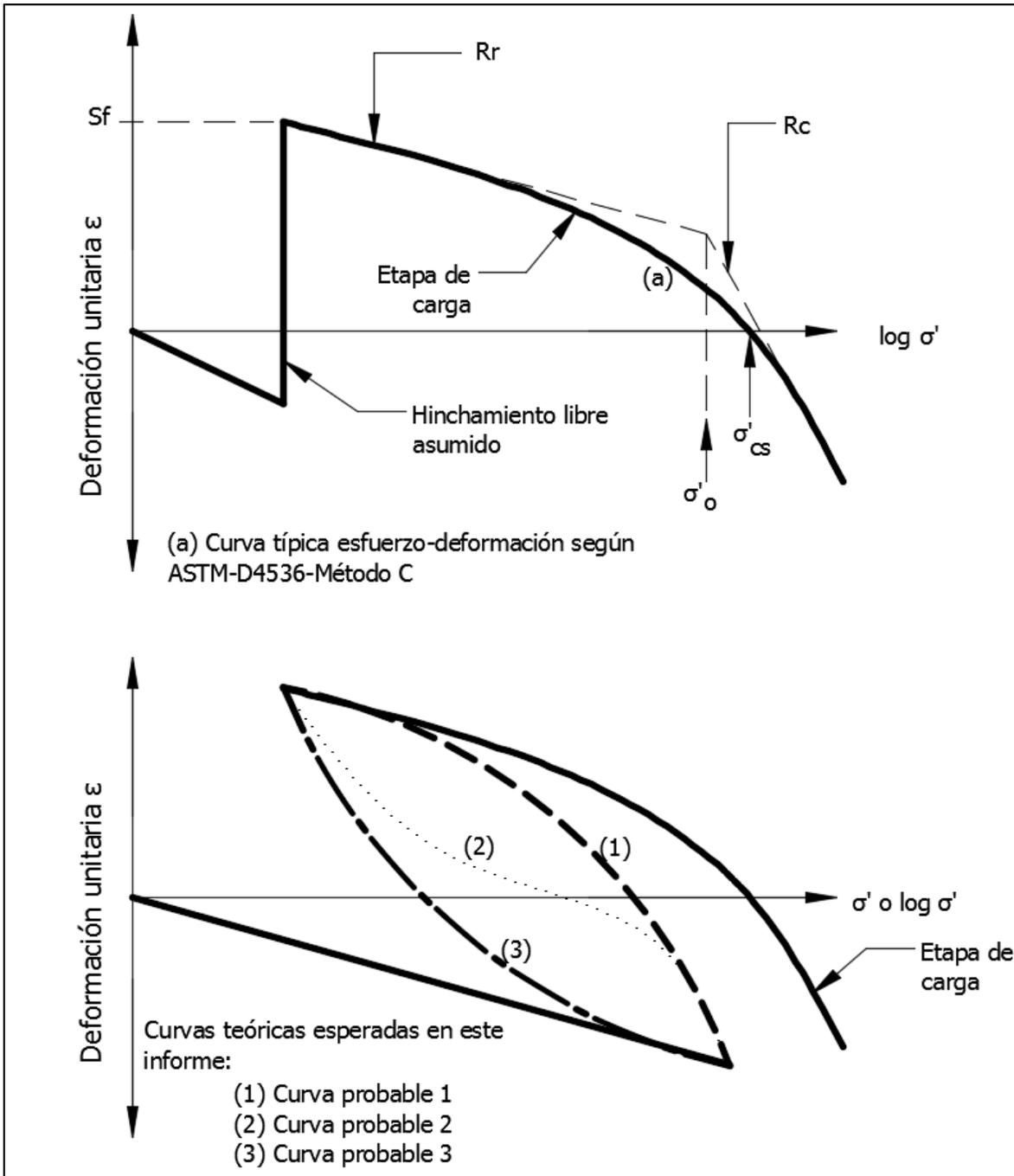


Figura 39. Curva esfuerzo-deformación según el procedimiento normalizado y la curva esperada según el método propuesto en este trabajo

3.3. Método propuesto para obtener la Curva característica suelo-agua

Una vez remoldeada la muestra dentro del cilindro de 30 cm, compactada a peso unitario total de campo y humedad cercana al límite plástico, se extrajeron discos de suelo de entre 2 y 3 cm de espesor. A cada uno de los discos de suelo se le agregó agua de manera que se construyese la curva característica suelo-agua con humedades incrementales de 10% iniciando en la humedad de compactación (Figura 40). Por ejemplo, para un suelo compactado a humedad cercana a $LP=18\%$, se agrega agua a cada disco de suelo (ver Figura A. 15 y Figura A. 16), de tal manera que el primero tenga 20%, el segundo 30% y así sucesivamente hasta el 100% de humedad donde se considera que la succión matricial es nula según el modelo ilustrado en la Figura 30.



Figura 40. Confección de discos de suelo para prueba con el tensiómetro.

Una vez que se agregó agua a cada disco de manera individual, el recipiente que lo contiene se cerró de manera hermética para prevenir la pérdida por evaporación, se identificó con una etiqueta y se dejó reposar hasta el día de su prueba con el tensiómetro, para propiciar la absorción de agua agregada durante ese tiempo (ver Figura A. 18).

El primer disco (con $w \approx LP$) se probó en el tensiómetro inmediatamente al ser extraído del cilindro. El segundo disco (con $w \approx LP + 10\%$) se probó a las 24 horas de extracción y así sucesivamente para cada rango de humedad. Al momento de medir la succión matricial, se considera que cada disco contenía más humedad que el disco anterior. La prueba con el tensiómetro se explica a continuación.

3.3.1. Descripción y uso del tensiómetro

Este instrumento mide el esfuerzo de tensión con que la matriz de suelo succiona el agua libre ofrecida a través de una pastilla cerámica porosa, en otras palabras, mide la succión matricial ejercida en la fase poro-agua. El tensiómetro consta de dicha pastilla cerámica porosa conectada a un manómetro de vacío. Puesto que el aparato está sellado, lleno de agua y su única apertura es la porosidad cerámica, cualquier variación en la presión superficial del agua es transmitida al interior de todo el aparato hidrostáticamente, el manómetro entonces indica la succión que la arcilla ejerce sobre el agua (Soilmoisture, 2009) (Ver Figura 41).

Para lograr lo anterior, la pastilla cerámica se une a un cuerpo o tubo plástico a través de un tubo flexible delgado que permite su fácil manipulación. El sistema conjunto se llena de agua y debe ser desaireada. Para esto, se llena el dispositivo con agua hervida lentamente para evitar la oclusión de burbujas de aire, se sacan las burbujas de aire del tubo flexible y del cuerpo haciendo fluir agua a través del tornillo de purga, además se conecta una bomba de vacío a la boca del cuerpo plástico para sacar el aire del medidor de presión (Figura A. 19). Luego se cierra el sistema con el tornillo plástico y se deja evaporar el agua libre de la superficie de la pastilla cerámica, con lo cual se genera la tensión superficial en el agua presente al interior de los poros de la pastilla cerámica, la lectura del medidor cambia rápidamente lo cual es indicador de que el tensiómetro ha sido purgado correctamente. El procedimiento descrito para purgar aire del sistema debe ser realizado con cada nueva muestra de suelo, pues el agua escapa el tensiómetro al ser absorbida por el suelo y además la pastilla cerámica se contamina con los finos del suelo. Antes de insertar la pastilla cerámica en la arcilla se establece la presión cero en el medidor (Baltodano G., 2016), (Soilmoisture, 2009). El procedimiento de purga, preparación del

tensiómetro y otros detalles del instrumento se pueden consultar en detalle en el manual técnico del fabricante (Soilmoisture, 2009).

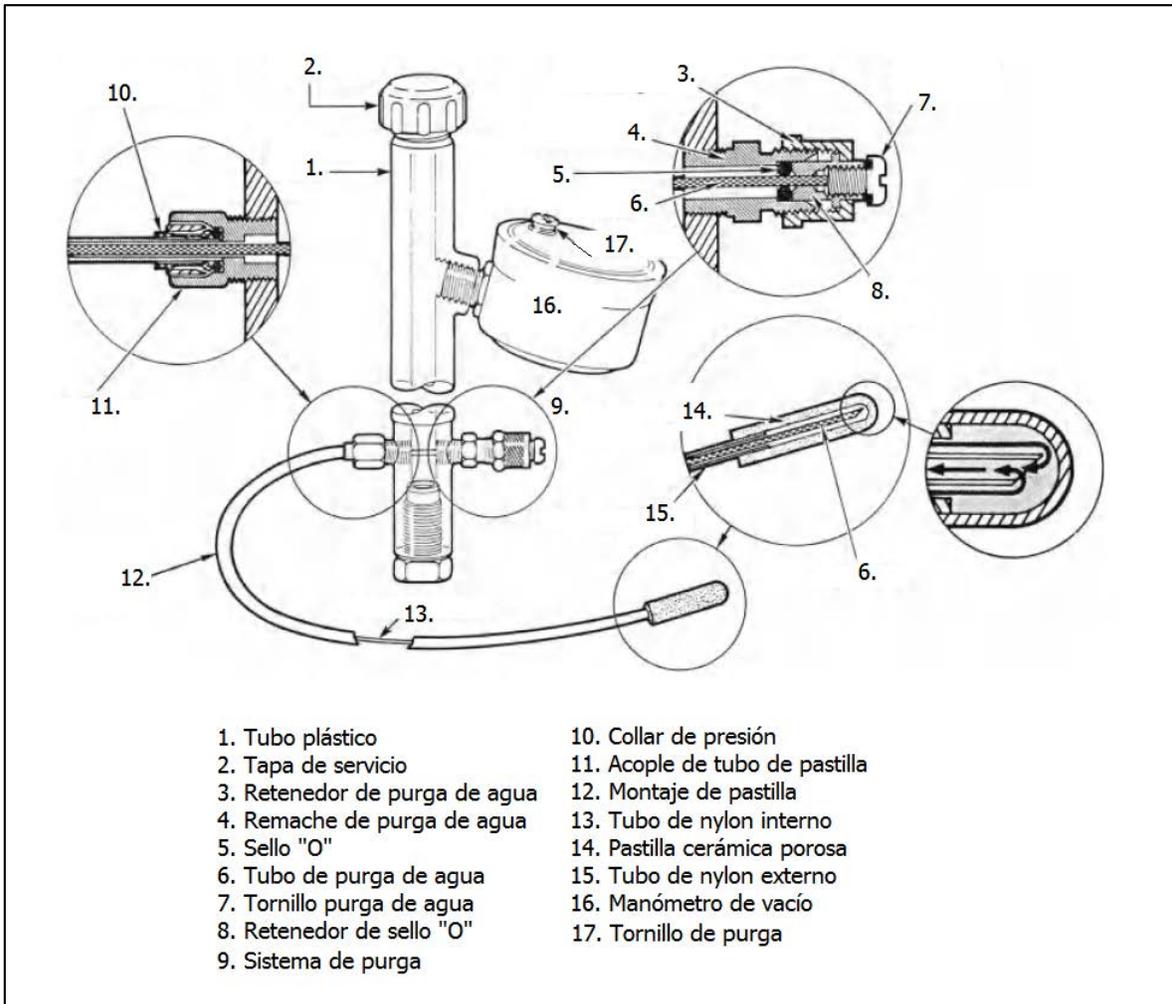


Figura 41. Componentes del tensiómetro.

Fuente: Soilmoisture, 2009.

Para medir la succión matricial en los especímenes de este trabajo, se insertó la pastilla cerámica en cada disco de suelo, según la Figura 42. Se anotó la succión indicada en el manómetro a cada dos horas aproximadamente, hasta que la lectura estuviese estabilizada, lo cual sucedió al final de 24 horas en promedio, para cada nivel de humedad. Para evitar la pérdida de humedad por evaporación en la muestra, al iniciar la prueba se colocó una tapa metálica que aislaba la muestra contra viento y luz. Para pastillas de suelo que presentaban agua libre (es decir humedades altas), se moldeaba la

pastilla con cierta concavidad para evitar la fuga de agua de su superficie. De esta manera, la posible pérdida de poca agua libre no alteró los resultados pues con la presencia agua libre, la succión registrada siempre fue cercana a cero, como era de esperarse a partir de la discusión teórica de la sección 2.11.



Figura 42. Inserción de la pastilla cerámica en el suelo para determinar la succión matricial.

Al finalizar las lecturas de succión, se midió el peso del suelo húmedo, se secó al horno a 110 °C por 24 horas, y finalmente se registró la masa de suelo seco (Figura 43) para verificar la humedad del suelo para cada succión (ecuación (7)).



Figura 43. Medición de la humedad para determinar la curva característica suelo-agua.

Con la lectura final estabilizada del manómetro de vacío y la humedad real del suelo, se construyó la curva característica suelo-agua para cada uno de los tres suelos de prueba. Los resultados y discusiones se presentan en los siguientes capítulos.

4. Resultados

4.1. Muestreo y descripción de los especímenes de suelo

Para la presente investigación se escogieron tres sitios de donde extraer muestras, ubicados en Guachipelín de Escazú y Pozos de Santa Ana. Se buscó primero sitios que coincidieran con las descripciones y ubicaciones mencionadas en el párrafo anterior. Una vez cumplido este primer paso, se tomó en cuenta el criterio de experiencia local. Según los propietarios de los lotes muestreados, los suelos de sus terrenos presentan cambios dramáticos de rigidez (endurecimiento-ablandamiento) y volumen (agrietamiento-enlodamiento) a lo largo del año. Estos cambios se producen a su vez por los fuertes cambios de humedad, es decir ocurren en la transición de la época lluviosa a la época seca y viceversa.

A partir de herramientas manuales (pala y pico), se intentó extraer cubos de aproximadamente 30 cm de lado. Para esto se limpió la capa vegetal, en todos los casos de aproximadamente 20 cm de profundidad, luego se cavó una pequeña zanja alrededor del bloque de extracción, y finalmente se arrancó el cubo por la base.

Dos de las muestras fueron extraídas en época seca y sólo se obtuvieron fragmentos no mayores a 10 cm de lado porque el suelo en ambos casos presentaba alta dureza y fragilidad. La muestra del tercer sitio fue extraída luego de algunas lluvias a inicios del 2016, por lo cual un bloque de 30 cm de lado sí pudo ser extraído sin fracturarse en partículas de menor tamaño, debido a su consistencia más plástica. Inmediatamente a la extracción, las muestras fueron envueltas en plástico negro para minimizar la alteración de su humedad natural y evitar contaminación de cualquier tipo, finalmente fueron transportadas al laboratorio de geotecnia del Lanamme. En el anexo Figura A. 13 se ilustra el proceso de extracción.

La localización exacta de los tres sitios de muestreo se indica en la Figura 44.

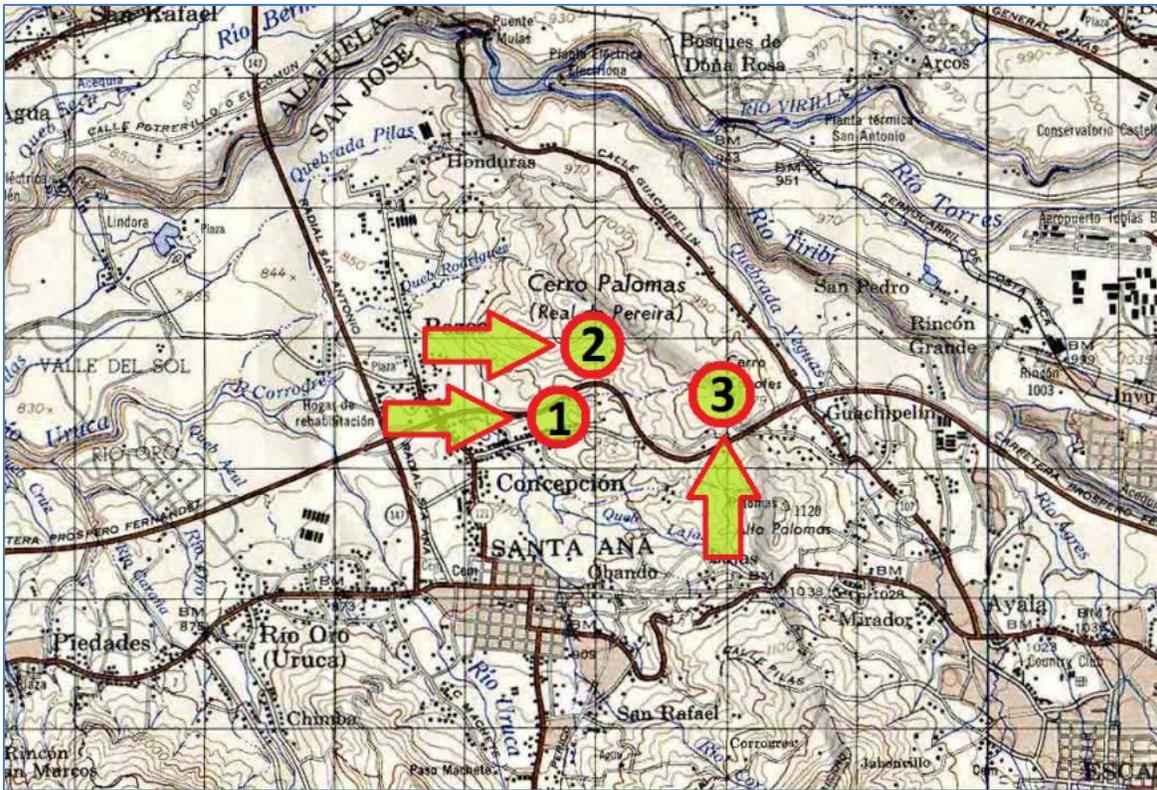


Figura 44. Localización de las muestras de suelo 1, 2 y 3.

Fuente: Hoja cartográfica Abra en escala 1:50 000, IGN, s.f.

Modificado por: el autor, 2016.

- **Suelo 1:** se ubica en una propiedad de uso residencial del distrito Pozos del cantón Santa Ana, en las coordenadas aproximadas 214,4 y 516,6 Lambert Norte. Se ubica a una elevación aproximada de 900 m.s.n.m.
- **Suelo 2:** se extrajo de un jardín privado ubicado al sur del residencial Villa Real, en el distrito Pozos del cantón Santa Ana, en las coordenadas aproximadas 215,0 y 516,9 Lambert Norte, a una elevación aproximada de 980 m.s.n.m.
- **Suelo 3:** se extrajo de un lote baldío dentro de la propiedad privada del Cerro Coyotes, el cual pertenece a Guachipelín de Escazú, en las coordenadas aproximadas 214,5 y 518,0 Lambert Norte, con una elevación aproximada de 1080 m.s.n.m.

Al momento de la extracción el 2 de marzo de 2016, el Suelo 1 se encontraba en estado seco, tenía color café oscuro grisáceo, presentaba remarcada fragilidad y alta dureza. No se desmoronaba con las manos pero sí con herramientas al ser sometida a fuertes impactos. No presentaba partículas orgánicas como raíces y otros, el suelo era inodoro. Al ser combinada con agua, la muestra se plastificó lentamente por su aparente alta compacidad inicial, al ser amasada con más agua produjo un barro café oscuro pegajoso, fluido y de consistencia cohesiva difícil de manipular con cuchara. Presentaba gravas menores de 5 mm poco frecuentes en la masa total de la muestra observada. La humedad gravimétrica del segundo bache del Suelo 1 extraído en marzo era 19,5%. El Lanamme etiquetó el Suelo 1 bajo el código M-756-16. No se encontró la capa rocosa subyacente dentro de la profundidad de exploración.

El Suelo 2, extraído el 2 de marzo del 2016, se encontraba también en estado seco, con color amarillo claro, era inodoro, presentaba remarcada fragilidad y poca dureza. Se desmoronaba con las manos al aplicar fuerza excesiva y su textura al tacto era arenosa. No presentaba partículas orgánicas como raíces y otros. Al ser combinado con agua se plastificó rápidamente por su aparente poca densidad, alta permeabilidad y alta succión, con más agua produjo una pasta amarilla de consistencia fluida pero ofrecía relativa fuerte resistencia al ser manipulada con cuchara. Presentaba gravas menores de 5 mm poco frecuentes en la masa total de la muestra observada. El Lanamme etiquetó el Suelo 2 bajo el código M-1074-16. No se encontró la capa rocosa subyacente dentro de la profundidad de exploración.

Por su parte, el Suelo 3 fue extraído el 21 de mayo del 2016, se encontraba ligeramente húmedo y consistencia plástico, con color oscuro grisáceo, su consistencia era la de una masa de aparente alta cohesión, no frágil, que podía ser partida con el filo de las herramientas, inodora. A la profundidad de extracción existía alguna poca presencia de raíces que luego fue removida para continuar con las pruebas de laboratorio. Al combinarse con agua, la muestra Suelo 3 se plastificó lentamente por su aparente alta compacidad inicial, con más agua produjo un barro café oscuro pegajoso, fluido y de consistencia cohesiva difícil de manipular con cuchara. No se encontraron partículas gruesas ni arenas. El Lanamme etiquetó el Suelo 3 bajo el código M-1220-16. Se encontró

piedra quebrada tipo "cascajo" café claro a una profundidad de exploración de 50 cm aproximadamente.

4.2. Descripción geológica y climatológica de la zona

Geomorfológicamente, El Alto de las Palomas (límite natural entre Guachipelín y Santa Ana) consiste en una loma alargada con pocos drenajes superficiales. La presencia de rocas intrusivas y metamórficas del Terciario Tardío ($\approx 5-2$ m.a.) explica, junto con la erosión, dicho relieve. Estas observaciones son congruentes con la presencia de laderas de pendientes muy fuertes, presentes en el aledaño Macizo de Escazú, que se originó por el ascenso de cuerpos intrusivos (granodioritas, monzonitas, gabros, sienitas) y metamórficos (cornubianitas), provenientes de la misma época (Denyer & otros, 1994).

Hacia las bases de dichos cerros se presenta una morfografía de lomas de baja altura, con cambios abruptos en el relieve, lo cual se debe también posiblemente a la presencia de fallas. Estos rellenos conforman parte de la clasificación Relleno Volcánico del Valle Central. Tales formaciones volcánicas, sobre las que yacen hoy los pueblos de Guachipelín y Pozos, datan del Cuaternario ($\approx 1-0,1$ m.a.). Dichas zonas corresponden a las Formaciones Lavas Intracañón, Depósitos de Avalancha Ardiente y Grifo Alto. Como sus nombres lo indican, estas formaciones consisten en rocas volcánicas, tales como coladas de lava andesítica y basáltica (de ahí "lavas"), sobreyacidas por depósitos, lahares y flujos piroclásticos tales como pómez, flujos de ceniza, ignimbrita, bombas, lapilli y clastos (de ahí "avalancha") (Denyer & otros, 1994).

En los alrededores del sur de Pozos también se pueden encontrar rocas sedimentarias, de edad más reciente (Holoceno, $<0,05$ m.a.), tales como aluviones y coluvios, que sobreyacen los depósitos de origen volcánico mencionados anteriormente. A pesar de la presencia de dichas rocas sedimentarias, en la zona se hace evidente el predominio de la acción meteorizadora. Los Abanicos Aluviales del Sur del Valle Central conformaron algunos de los relieves aplanados presentes en la zona, con depósitos abundantes de arcilla ricos en materia orgánica. Estos depósitos naturales cubren parcialmente localidades de Salitral, Piedades, San Antonio de Escazú, y algunos sectores de Ciudad Colón (Denyer & otros, 1994).

La representación de las unidades geológicas de la zona de estudio se puede consultar en la Figura 45.

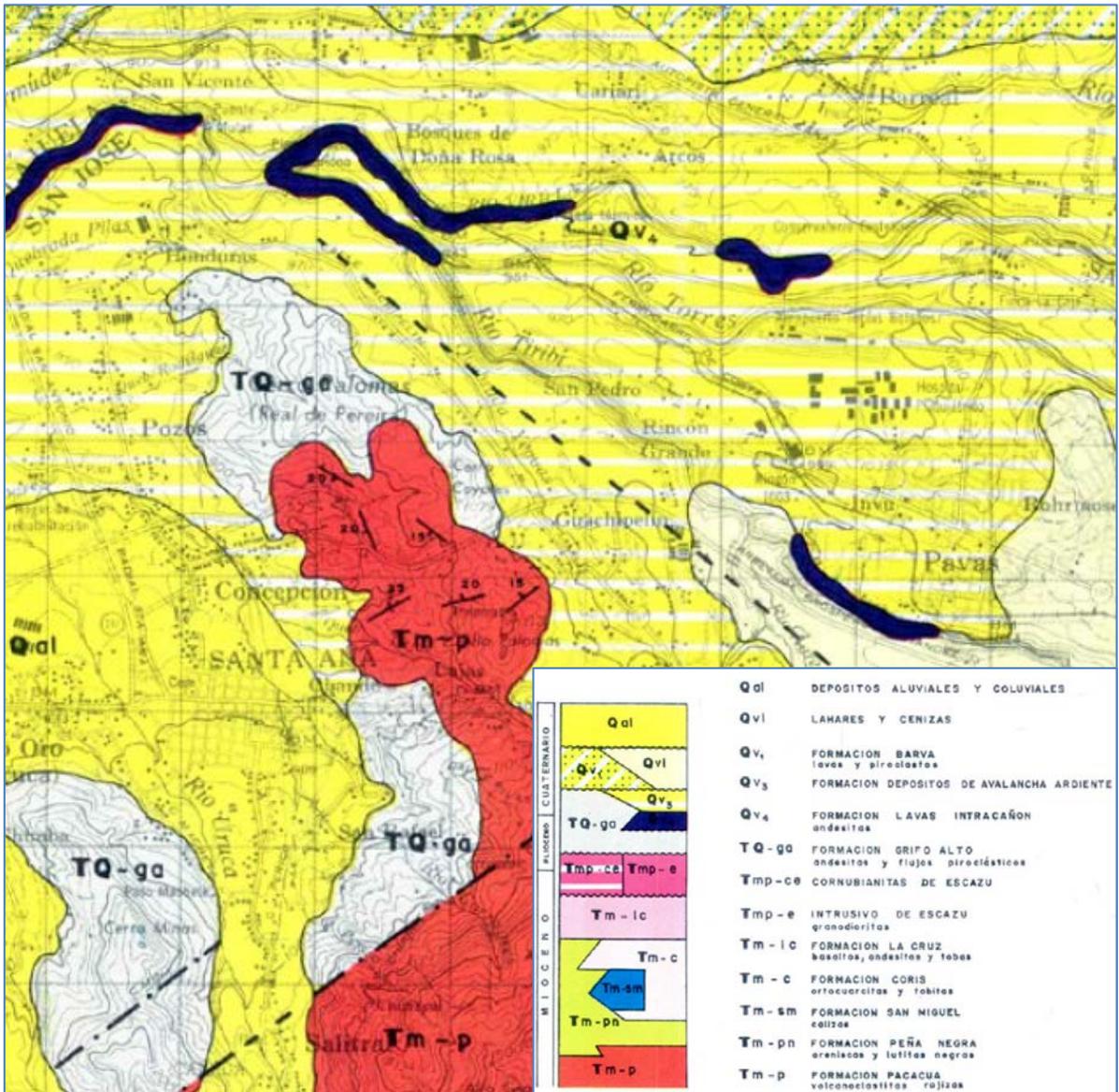


Figura 45. Geología del oeste de la GAM.

Fuente: Denyer y Arias, 1990.

Modificado por: el autor, 2016.

Climatológicamente, la GAM se ubica dentro de la zona climática Región Central, en el Valle Occidental. La subregión Occidental presenta un período seco durante los primeros cinco meses del año, seguido de siete meses de período lluvioso, con una disminución rápida, pero notable, de precipitación, durante los meses de julio y agosto (veranillo de San Juan) (IMN, 2008). Hacia la parte media del Valle Occidental, colindante con los Cerros de Escazú, Santa Ana y Escazú experimentan un clima templado, con temperaturas medias de 22 °C y precipitaciones anuales de 2000 mm en promedio (IMN, 2008). El mes más seco en promedio no alcanza una precipitación mayor a 10 mm, y el más lluvioso, generalmente setiembre, alcanza los 340 mm. Similarmente, la época más caliente sucede alrededor de abril con 23,5 °C, mientras que la más fría coincide con la época más lluviosa, con temperaturas máximas de 21,5 °C (Ver anexos Figura A. 3 hasta la Figura A. 6).

4.3. Análisis granulométrico

Para análisis granulométrico se utilizaron aproximadamente 600 g de suelo y se procedió conforme a lo explicado en la sección 2.1.1 para el análisis por mallas estándar, y se usaron 50 g de suelo seco al aire según la sección 2.1.2 para el análisis por hidrómetro. Los resultados resumidos de dichos procedimientos se muestran en el Cuadro 13.

Cuadro 13. Granulometría de los suelos de estudio.

Método	Suelo 1		Suelo 2		Suelo 3	
	Ø partícula (mm)	% Pasando	Ø partícula (mm)	% Pasando	Ø partícula (mm)	% Pasando
Tamizado	4,750	99,1	4,750	98,3	4,750	99,9
	2,000	98,5	2,000	96,1	2,000	99,2
	0,850	97,0	0,850	92,2	0,850	97,7
	0,425	95,7	0,425	88,6	0,425	96,4
	0,250	94,6	0,250	86,4	0,250	95,6
	0,150	93,2	0,150	84,2	0,150	94,3
	0,106	93,0	0,106	82,9	0,106	93,0
Hidrómetro	0,075	90,9	0,075	80,8	0,075	90,3
	0,027	91,3	0,027	78,7	0,028	89,2
	0,017	89,2	0,017	76,6	0,016	87,1
	0,010	87,2	0,010	72,5	0,011	84,9
	0,007	85,1	0,007	68,3	0,008	82,5
	0,005	82,9	0,005	63,0	0,005	80,2
	0,003	78,0	0,003	56,1	0,003	76,3
	0,001	71,3	0,001	49,5	0,001	73,1

Gráficamente se aprecian los resultados del Cuadro 13 en la Figura 46.

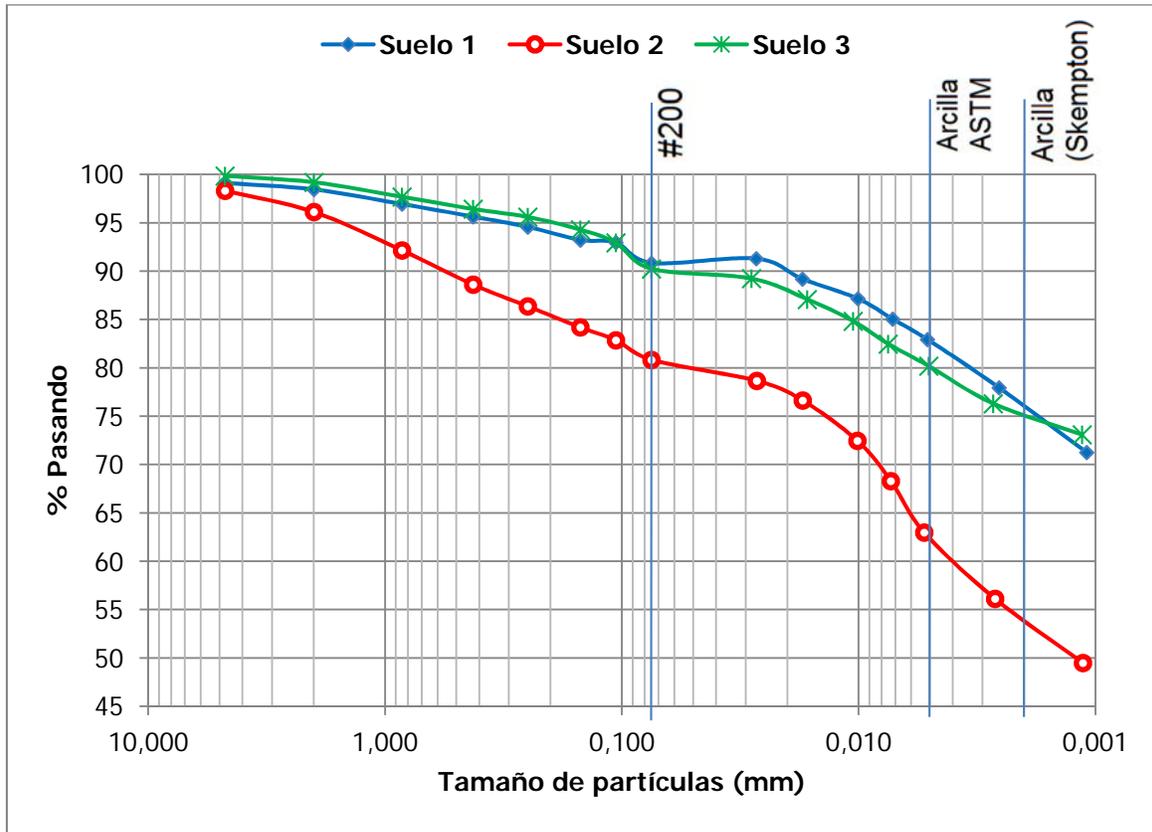


Figura 46. Curva granulométrica de los suelos analizados.

4.4. Parámetros físicos de los suelos

Con base en los conceptos y procedimientos explicados en las secciones 2.2 a la 2.5 se obtuvieron los parámetros Límites de consistencia, clasificación por SUCS, gravedad específica, contenido de humedad gravimétrica natural, grado de saturación, densidad natural seca y total, peso unitario seco y total, relación de vacíos y porosidad. Dichos datos se muestran en el Cuadro 14. Los datos completos de las pruebas ejecutadas se pueden consultar en el Anexo E, Anexo F y Anexo G.

Cuadro 14. Clasificación y parámetros físicos de las muestras analizadas.

Parámetro	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
LL	89	68	120
LP	35	18	25
IP	55	50	95
SUCS	CH	CH	CH
G_s	2,51	2,65	2,42
w_n (%)	40,3*	5,1	32,1
S (%)	99,0	27,7	100,0
ρ_t (g/cm³)	1,74	1,87	1,84
ρ_s (g/cm³)	1,24	1,78	1,40
γ_t (kN/m³)	17,1	18,4	18,1
γ_d (kN/m³)	12,2	17,5	13,7
e	1,02	0,49	0,78
n	0,51	0,33	0,44

(*) Muestra recolectada en mayo 2016.

4.5. Reconocimiento de arcillas expansivas en suelos

4.5.1. Correlación de límites con la mineralogía

Con base en las fuentes bibliográficas mencionadas en la sección 2.7, el Cuadro 15 muestra la composición mineralógica de los suelos estudiados, por correlación con los Límites de consistencia obtenidos en el Cuadro 14. Nótese que existe gran similitud entre los resultados de ambos autores para los suelos estudiados.

Cuadro 15. Composición mineralógica más factible según algunos autores.

<i>Autor</i>	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
Mitchell & Soga	Illita, caolinita	Nontronita	Illita
Holtz & Kovacs	Illita	Montmorillonita	Illita

4.5.2. Análisis termogravimétrico (TGA)

La Figura 47 muestra los resultados del procedimiento descrito en la sección 2.7.2. Dicho diagrama muestra dos grupos de resultados.

El primer grupo de resultados de la Figura 47 (el que muestra la leyenda "Masa Suelo 1, 2, 3" en líneas gruesas) indica en el eje de las ordenadas la cantidad de masa presente, o masa residual, que aún está presente a una temperatura determinada, dicha temperatura se muestra en el eje de las abscisas. Por ejemplo a una temperatura menor o igual a 40 °C, es decir al inicio de la prueba TGA, la masa residual es el 100%, porque a esa temperatura no se ha evaporado ni volatilizado ningún material del suelo.

El segundo grupo de resultados (indicado con las leyendas "Tasa Suelo 1, 2 o 3", líneas intermitentes o delgadas) indica también la temperatura en el eje de las abscisas, pero en el eje de las ordenadas se indica la tasa con que se pierde masa en función de la temperatura, dicha tasa se expresa como porcentaje de masa por grado centígrado. En la sección 5 se presentan los análisis correspondientes a la prueba TGA.

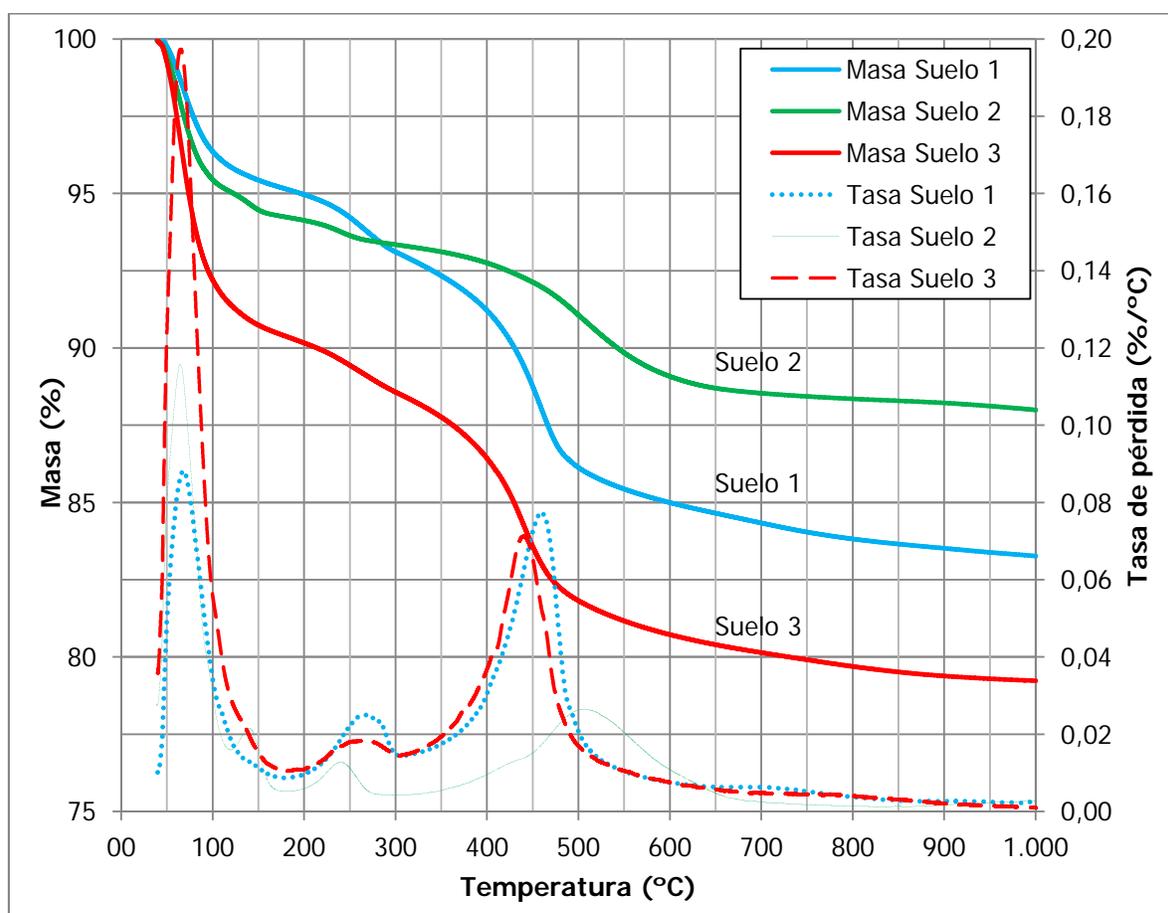


Figura 47. Curvas TGA de los suelos estudiados.

4.6. Métodos para estimar el hinchamiento de suelos

En el Cuadro 16 se presenta el potencial expansivo esperado de los suelos muestreados. Para obtener dichos resultados, se usaron los datos obtenidos en el Cuadro 14 y la bibliografía citada en la sección 2.9. Los comentarios más pertinentes a estos resultados se encuentran en la sección 5.

Cuadro 16. Potencial expansivo de suelos según varios autores.

<i>Criterio</i>	<i>Parámetro</i>	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
Actividad	C (<2 µm)	76	54	75
	A	0,72	0,92	1,27
	Clasificación	Inactivo	Normal	Activo
Índice de liquidez	IL	0,10	-0,27	0,07
	Estado	Plástico	Sólido	Plástico
Holtz y Gibbs	Expansión libre (%)	2,3	11,3	8,6
	IP	55	50	95
	C (<1 µm)	70	49	72
	Potencial de expansión	Alto	Alto	Alto
Seed, Woodward y Lundgren	A	0,77	1,01	1,36
	h (%)	56	34	214
	Grado de expansión	Muy alto	Muy alto	Muy alto
Seed	Potencial de expansión	> 43	> 43	> 43
McDowell	Levantamiento (cm)	13	13	13
Chen	P #200	91	81	90
	LL	89	68	120
	Expansión esperable (%)	10	10	10
	Grado de expansión	Alto	Alto	Alto
	Sp (%)	24,9	16,4	737,4
Cuéllar	Índice de desecación I _{LP}	1,2	0,3	1,1
	Hinchamiento (%)	4	> 10	7
	Presión de hinchamiento (kg/cm ²)	1,25	> 3	2
McKeen³	ΔΨ/Δw (%)	-11,4	-14,2	-10,8
	Potencial expansivo	Moderado	Bajo	Moderado

³ Ver anexo Figura A. 29.

4.7. Curva de esfuerzo efectivo-deformación según el método propuesto

Para construir las gráficas de esfuerzo efectivo-deformación, los valores de ϵ se conocen inmediatamente al aplicar la prueba descrita en la sección 3.1. Los valores de carga aplicada, es decir esfuerzo total σ , se conocen pero deben ser corregidos según la sección 2.12.

Por ejemplo de la Figura 58 cuando $\epsilon \approx 0,01$, el valor del esfuerzo total era $\sigma = 1,02$ kPa. Según los datos mostrados en el Cuadro "Curva de hinchamiento- esfuerzo efectivo/succión" (página 168), el grado de saturación correspondiente a dicho punto es $S = 0,9756$ con una succión matricial de $\Psi_m = u_a - uw = 39,0$ kPa que se obtuvo de la Figura 51 (modelo van Genuchten), por tanto al aplicar la ecuación (37) se obtiene:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(\Psi_m) = 1,02 - 0 + 0,9756(39,0) = 39,0 \text{ kPa}$$

Lo anterior se repite para cada par conocido ϵ - σ generado a partir del procedimiento descrito en la sección 3.1 y de esa manera se construyó la Figura 48, Figura 49 y Figura 50. La Figura 58 es simplemente una ampliación de la Figura 48, ya que en esta última Figura el tramo de hinchamiento libre es gráficamente pequeño en relación con el resto de la Figura.

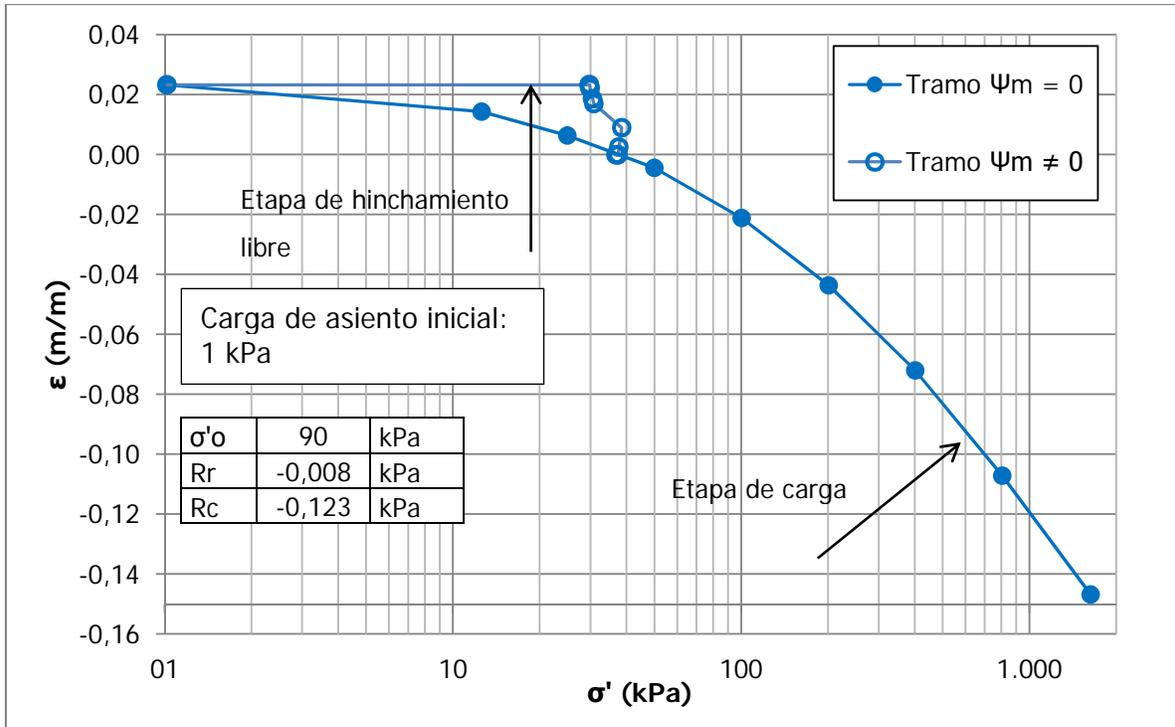


Figura 48. Curva de esfuerzo efectivo-deformación del Suelo 1.

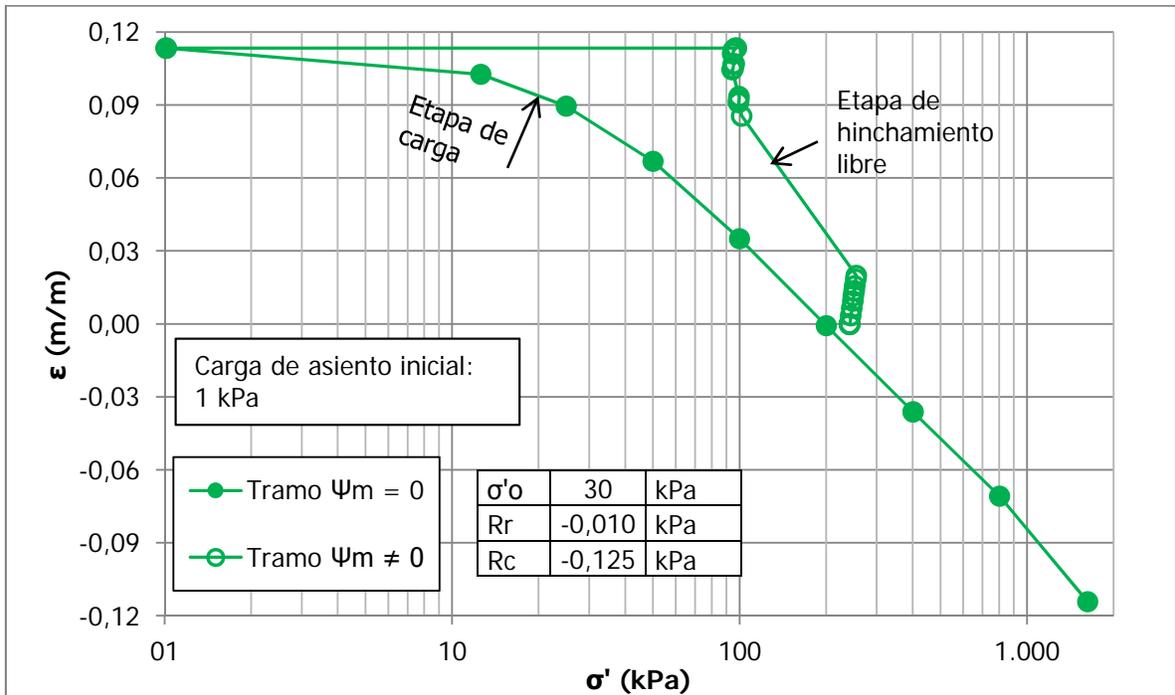


Figura 49. Curva de esfuerzo efectivo-deformación del Suelo 2.

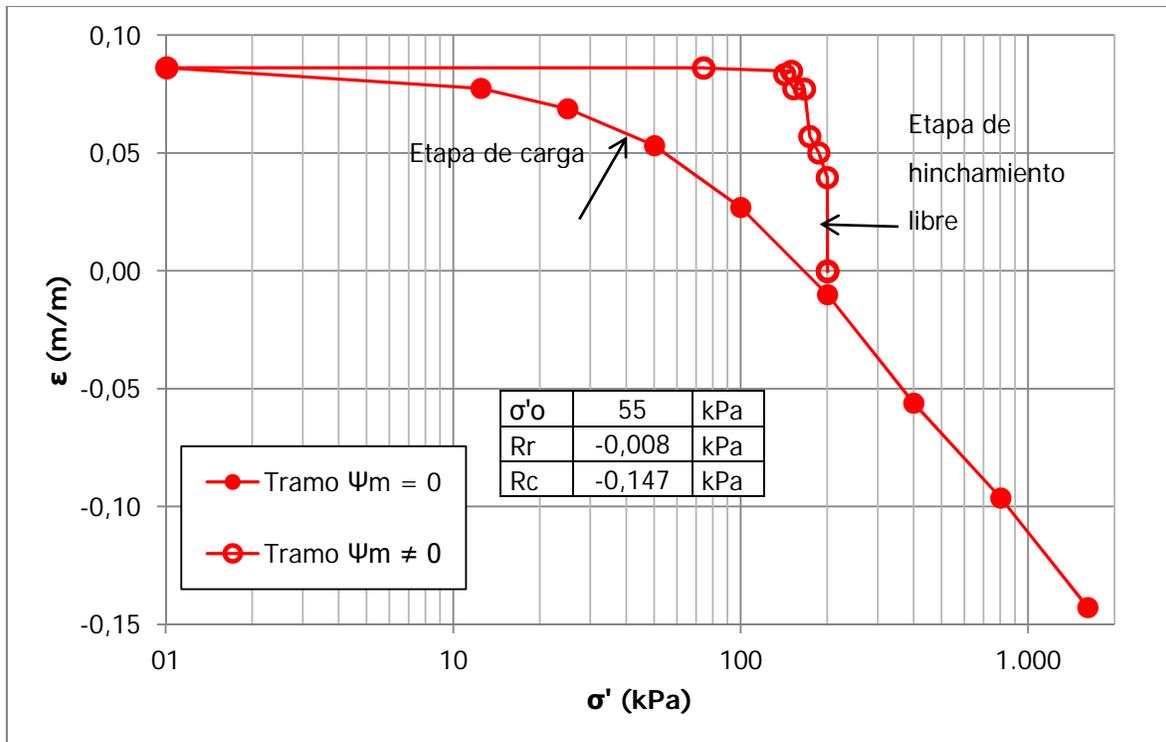


Figura 50. Curva de esfuerzo efectivo-deformación del Suelo 3.

De la Figura 48 se desprende que el hinchamiento máximo que alcanzó el Suelo 1 fue el 2%, mientras que de la Figura 49 y Figura 50 para el Suelo 2 y 3, el hinchamiento fue del 11% y del 8% respectivamente. Nótese que las tres curvas obtenidas generan un patrón similar, pues la gráfica en la cual se toman en cuenta los esfuerzos de succión (tramo $\Psi_m \neq 0$) se ubica por encima de la gráfica en la cual no se toman en cuenta dichos esfuerzos (tramo $\Psi_m = 0$). Adicionalmente, la presión de hinchamiento es similar en ambos tramos. En el capítulo 5 se profundiza en las relaciones entre carga y deformación, con base en los resultados obtenidos en esta sección.

4.8. Curva característica suelo-agua experimental y analítica.

En la Figura 51, Figura 52 y Figura 53 se presentan las curvas características suelo-agua para las tres muestras de suelo analizadas. En cada figura se presentan dos curvas y una "nube de puntos".

La "nube de puntos" corresponde los resultados del procedimiento de laboratorio explicado en la sección 3.3. A partir de estos puntos se construye la curva de mejor ajuste con el análisis regresivo de van Genuchten (ver página 64).

La segunda curva de resultados (línea intermitente en la Figura 51, Figura 52 y Figura 53) corresponde al modelo Fredlund-Xing, pero acorde con lo mencionado en la sección 2.11, la curva intermitente es el resultado directo de aplicar el modelo de Perera y otros (2005) (página 64) con base en sólo el IP y el porcentaje de finos menores a 75 μm de los suelos de este reporte. Dicho de otra manera, el modelo Fredlund-Xing aplicado a los suelos de este reporte, no fue calibrado por medio de ningún ajuste regresivo-estadístico, sino que se usó la información bibliográfica directamente del modelo ya calibrado por Perera y otros (2005). Debido a que se usó dicho modelo de manera directa, la curva característica suelo-agua muestra una discrepancia considerable entre los resultados de laboratorio observados (“nube de puntos”) y el modelo de Perera y otros, esta discrepancia se comenta con más detenimiento en la sección 5.

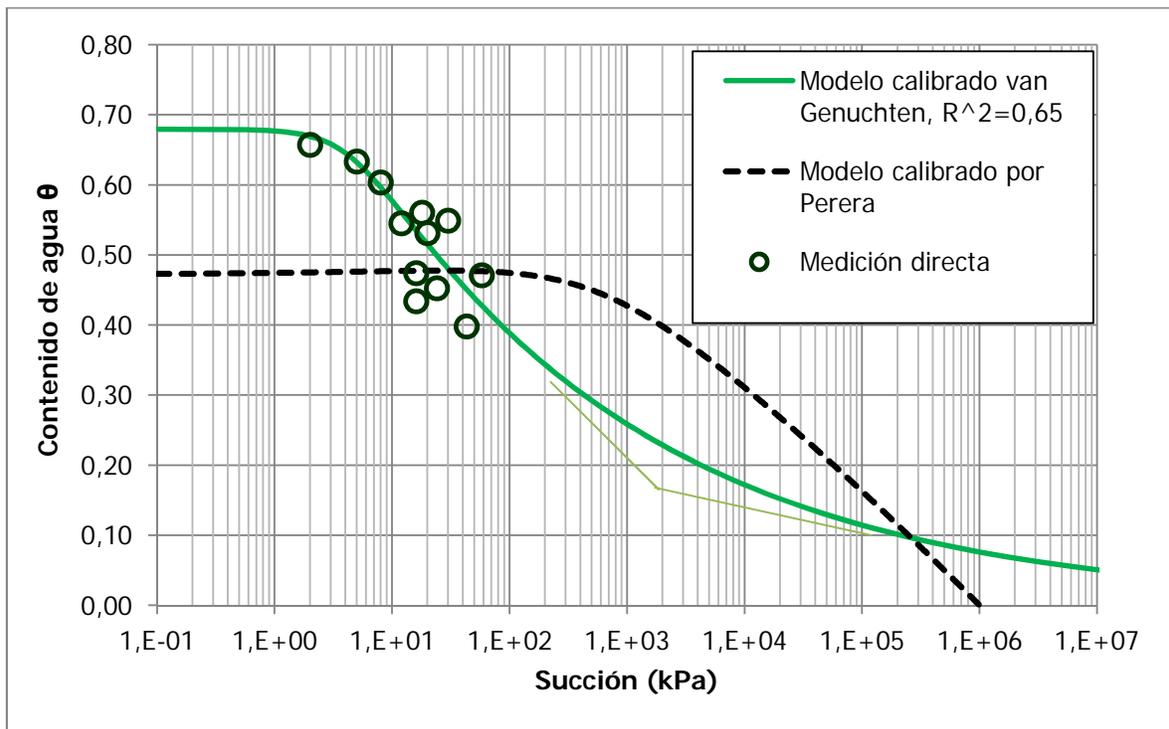


Figura 51. Curva característica suelo-agua del Suelo 1.

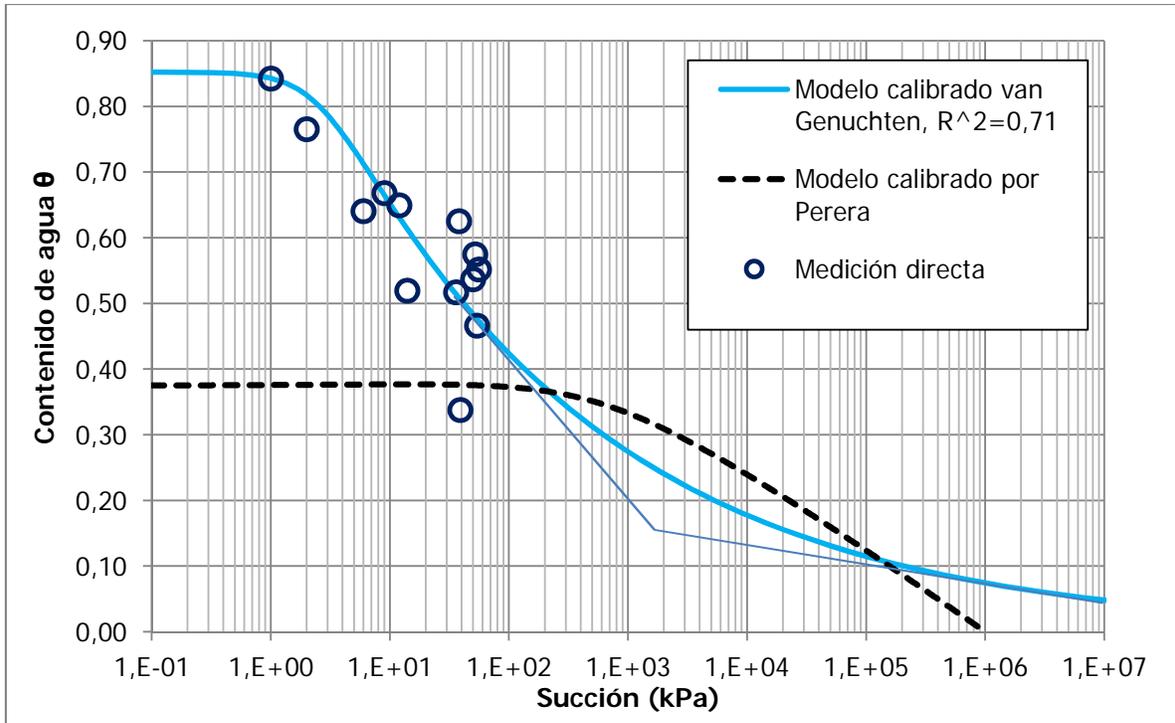


Figura 52. Curva característica suelo-agua del Suelo 2.

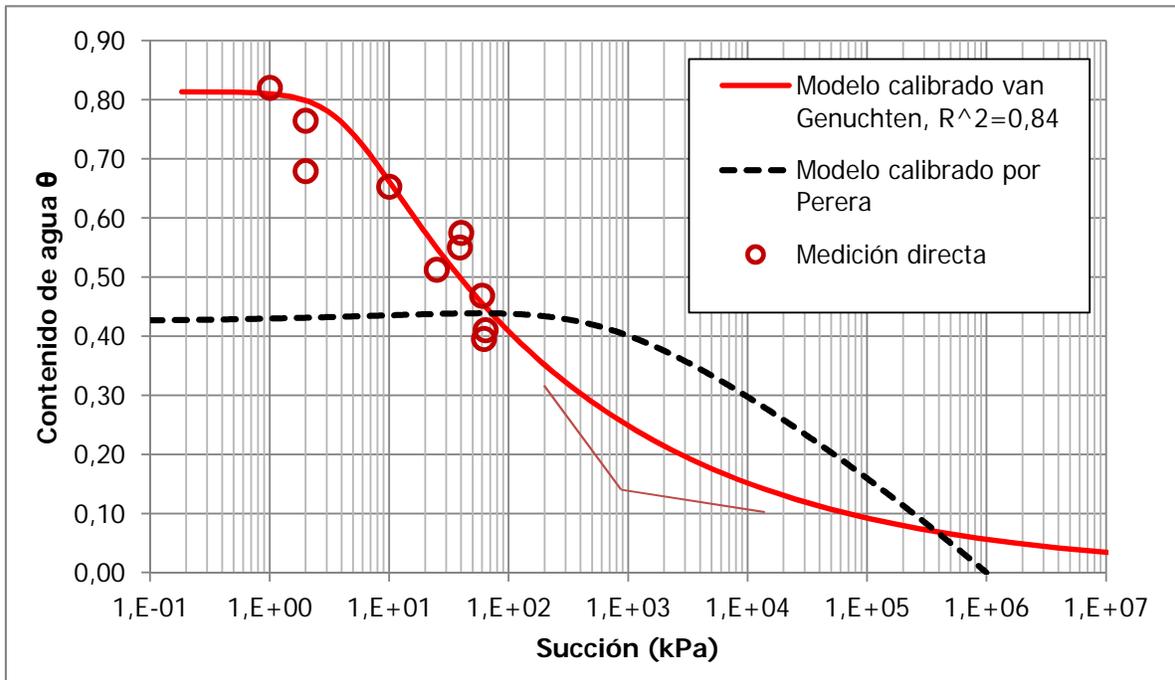


Figura 53. Curva característica suelo-agua del Suelo 3.

4.9. Problemas geotécnicos

A continuación se presentan las soluciones de los problemas geotécnicos explicados en la sección 2.13 y sus respectivas memorias de cálculo.

4.9.1. Relleno de sustitución bajo arcilla expansiva

En el Cuadro 17 se muestran los datos geométricos, características del suelo natural y del suelo de relleno y la carga del problema planteado en 2.13.1.

Tomando como ejemplo el caso del Suelo 1 considerando el esfuerzo de succión matricial (Cuadro 18 y Anexo H-página 171), se planteó usar una profundidad de sustitución de 0,3 m, el grosor de la zona activa es $D=Z-(h+d)=5-(0,3+1)=3,7$. Discretizando en $N=10$ capas se obtiene que cada capa tiene un espesor igual a $\Delta D_i= 3,7/10=0,37$ m. La capa 1 se ubica a una profundidad de $z_i=0,37/2=0,186$ m. Aplicando (38) se obtiene el esfuerzo promedio que actúa debido al peso propio:

$$\sigma'_{s,i} = 0,186 \cdot (17,2-9,8) = 1,4 \text{ kPa}$$

Según (39) y usando la Figura 58, se obtiene que para un esfuerzo efectivo de 1,4 kPa la deformación unitaria en la prueba de expansión libre es aproximadamente 0,023 mm/mm, aplicando (44) se obtiene el hinchamiento del estrato analizado:

$$\Delta_{si} = \varepsilon_i \cdot \Delta D_i = 0,023 \cdot 0,37 = 0,0085 \text{ m.}$$

Al realizar lo mismo para todas las 10 capas (ecuación (41)) se obtuvo que el hinchamiento de todo el suelo por expansión libre es $S_i=0,0853$ m (ver Cuadro de la página 171).

El esfuerzo que produce el peso del relleno de lastre, más la carga estructural Q , más el peso propio se estima con (42):

$$q'_i = 0,3 \cdot (20 - 9,8) + \frac{500}{(1,5 + 0,3 + 0,186)^2} + 1,4 = 132,4 \text{ kPa}$$

Siguiendo lo planteado en (43), la deformación unitaria para el esfuerzo de 132,4 kPa es aproximadamente -0,03 mm/mm. Por tanto, la reducción unitaria ε que se esquematiza en la Figura 34 (b) es $\varepsilon = -0,027 - 0,023 = -0,050$, nótese que 0,023 es el valor ε_i encontrado anteriormente. Aplicando (44) se obtiene la reducción por consolidación del suelo debido a las cargas externas:

$$\Delta r_i = \varepsilon_i \cdot \Delta D_i = -0,05 \cdot 0,37 = -0,0185 \text{ m}$$

Nótese el signo negativo de Δr_i que indica deformación hacia abajo. La sumatoria de las consolidaciones en todo el suelo está dado por la ecuación (45) y es $R_t = -0,1252 \text{ m}$ (ver Cuadro de la página 171).

Finalmente, el efecto combinado del hinchamiento libre del suelo y de la carga que lo consolida es según la ecuación (46):

$$\Delta H = S_t + R_t = 0,0853 - 0,1252 = -0,040$$

El valor del cambio topográfico ΔH es menor que cero, esto indica que con un relleno de sustitución de lastre de 0,3 m, la carga externa contrarresta el hinchamiento del suelo de tal manera que le provoca incluso una consolidación de 4 cm. Según la ecuación (47) este valor se encuentra dentro del rango de valores absolutos permitidos de levantamiento topográfico.

En el Cuadro 18 y Cuadro 19 se muestran los resultados de diseño para los 3 suelos de este informe, bajo el escenario de incluir los esfuerzos de succión matricial o no incluirlos. Los datos completos de cálculos se pueden consultar en el Anexo H.

Cuadro 17. Requisitos de diseño del relleno de sustitución bajo arcilla expansiva.

Requisito de diseño		Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
Carga estructural Q (kN)		500	500	500
Profundidad inicial expansiva Z (m)		5	5	5
Desplante d (m)		1,0	1,0	1,0
Lado de placa cuadrada b (m)		1,5	1,5	1,5
Peso unitario suelo CH γ_t (kN/m ³)		17,2	23,4	18,4
Peso unitario sustitución lastre γ_t (kN/m ³)		20,0	20,0	20,0

Cuadro 18. Diseño de relleno de sustitución considerando el esfuerzo de succión.

Dimensión de diseño		Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
Profundidad de sustitución h (m)		0,3	3,6	3,5
Cambio de nivel esperado ΔH (m)		-0,04	0,04	0,04
Profundidad final expansiva D (m)		3,7	0,4	0,5

Cuadro 19. Diseño de relleno de sustitución sin considerar el esfuerzo de succión.

Dimensión de diseño		Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
Profundidad de sustitución h (m)		0,1	3,4	3,2
Cambio de nivel esperado ΔH (m)		-0,04	0,04	0,04
Profundidad final expansiva D (m)		3,9	0,6	0,8

4.9.2. Cimentaciones profundas

Para calcular los resultados de esta sección se procedió según las fórmulas y razonamientos de la sección 2.13.2, los datos los datos del problema se presentan en el Cuadro 20.

Usando como ejemplo el caso del Cuadro 21, Suelo 3, se tiene que $\sigma'_o=165$ kPa. Este valor se obtuvo de la Figura 49 del "Tramo $\Psi_m = 0$ ", es decir usando la curva que no considera los esfuerzos de succión matricial. Con $\gamma_t=18,4$ kN/m³ y aplicando (48) se obtiene la profundidad L1:

$$L1 = \frac{165}{18.4 - 9.8} = 19.2 \text{ m}$$

Se determina la fuerza ascendente Q_{up} por hinchamiento según (49):

$$Q_{up} = 0,1 \times 165 \cdot (19,2 \cdot \pi \cdot 0,35) = 348,7 \text{ kN}$$

A este punto no se conoce la longitud de $L2$, pero según la ecuación (52) Q_{fr} debe ser la diferencia entre Q y Q_{up} multiplicada por el factor de seguridad:

$$Q_{fr} = FS (Q_{up} - Q) = 1,5 (348,7 - 50) = 448,8 \text{ kN}$$

Nótese que la resultante apunta verticalmente hacia arriba, por tanto Q_{fr} actuará hacia abajo en forma de fricción en el pilote. Para hallar la profundidad del pilote $L2$ que proveerá dicha fuerza de fricción, se debe resolver simultáneamente (50) y (51):

$$Q_{fr} = 448,8 = 0,1 \cdot \sigma'_{prom} \cdot (L2 \cdot \pi \cdot 0,35)$$

$$\sigma'_{prom} = \frac{1}{2} (18.4 - 9.8)[(19.2) + (19.2 + L2)]$$

Al solucionar el sistema anterior se obtiene que $L2 = 17,1 \text{ m}$.

Finalmente la longitud requerida total del pilote es igual a $L = L1 + L2 = 36,3 \text{ m}$.

Aplicando el mismo procedimiento se encontraron las longitudes requeridas para la situación donde se consideran los esfuerzos de succión matricial (indicado como "Tramo $\Psi_m \neq 0$ " en las Figuras de la sección 4.7).

Cuadro 20. Requisitos de diseño de la cimentación profunda en arcilla expansiva.

Requisito de diseño		Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
Carga estructural Q (kN)		50	50	50
Peso unitario suelo γ_t (kN/m ³)		17,2	23,4	18,4
Diámetro de pilote d (m)		0,35	0,35	0,35
Coefficiente de fricción negativa β		0,10	0,10	0,10

Cuadro 21. Diseño de pilote sin considerar los esfuerzos de succión matricial.

Dimensiones y fuerzas		Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
Presión de hinchamiento libre (ver sección 4.7) σ'_{cs} (kPa)		39,0	200,0	165,0
Capa de empuje ascendente $L1$ (m)		5,3	14,7	19,2
Fuerza debida al hinchamiento Q_{up} (kN)		22,7	323,7	348,7
Fuerza de fricción requerida Q_{fr} (kN)		40,9	410,5	448,8
Profundidad de anclaje $L2$ (m)		6,1	13,0	17,1
Fuerza total incluyendo el FS Q_t (kN)		0,0	0,0	0,0
Longitud total del pilote L (m)		11,4	27,7	36,3

Cuadro 22. Diseño de pilote considerando los esfuerzos de succión matricial.

Dimensiones y fuerzas		Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
Presión de hinchamiento libre (ver sección 4.7) σ'_{cs} (kPa)		37,0	242,0	200,0
Capa de empuje ascendente $L1$ (m)		5,0	17,8	23,3
Fuerza debida al hinchamiento Q_{up} (kN)		22,7	323,7	348,7
Fuerza de fricción requerida Q_{fr} (kN)		44,3	635,8	693,4
Profundidad de anclaje $L2$ (m)		6,6	16,4	21,6
Fuerza total incluyendo el FS Q_t (kN)		0,0	0,0	0,0
Longitud total del pilote L (m)		11,6	34,2	44,9

5. Análisis de resultados

A partir de las extracciones (sección 4.1) se observa que los suelos son representativos de la zona de donde se obtuvieron, ya que según se mencionó en la sección 1.1.2, en ciertos algunos sectores del centro-oeste de la GAM tales como Santa Ana y Escazú, se pueden encontrar arcillas tipo CH (según la clasificación SUCS). En esa zona los suelos son típicamente de color negro, café amarillento, gris claro u oscuro, y se les conoce a veces como "sonsocuite". (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015). La Figura 54 muestra la ubicación de las arcillas en dicha zona.

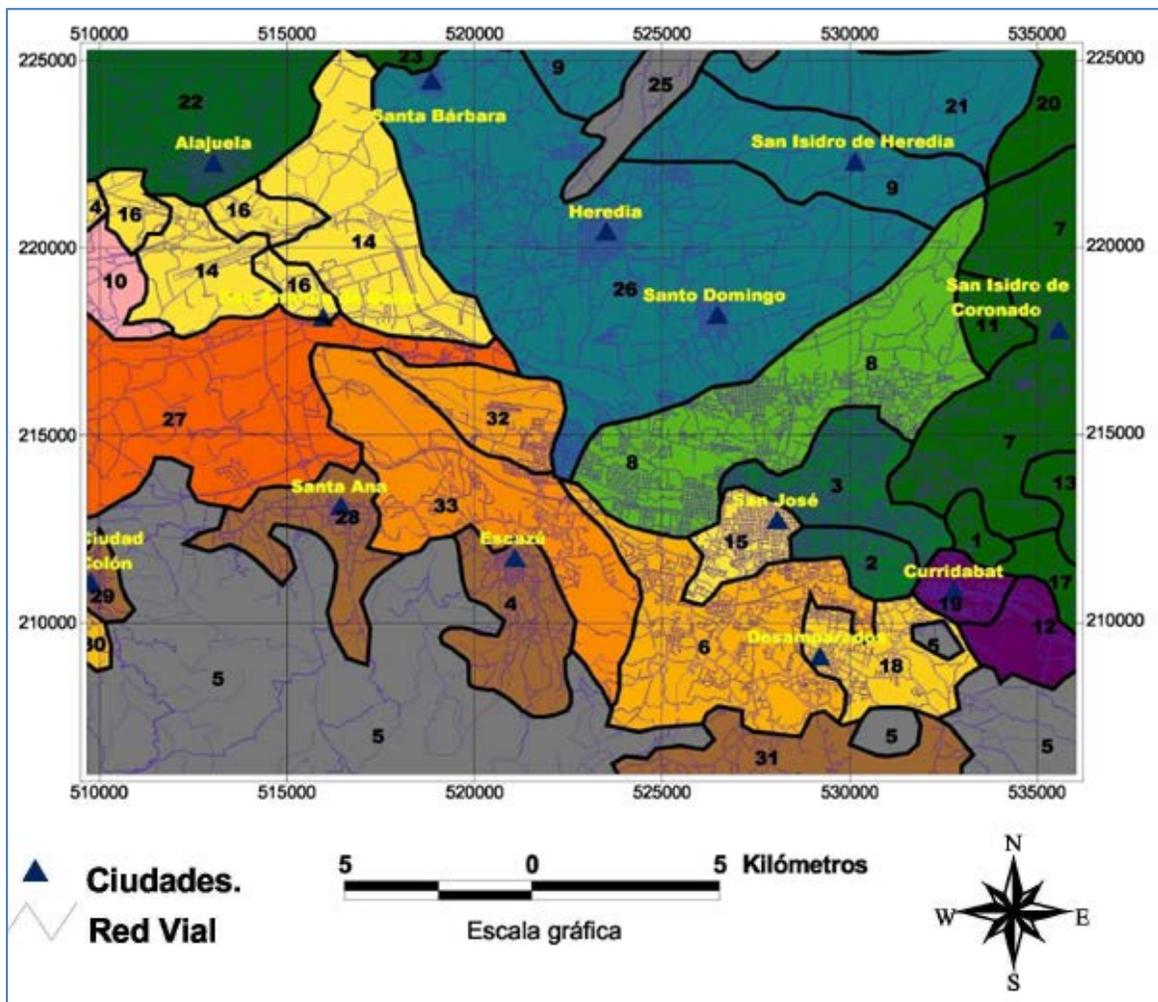


Figura 54. Zonificación geotécnica GAM.

Fuente: Bogantes, 1999.

En la Figura 54, las zonas 27, 28, 33 presentan “arcilla negra superficial, subyacida por arcilla gris de muy alto potencial de expansión” y “arcilla café CH de alto o muy alto potencial de expansión” (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015). Según la ubicación del origen de las muestras indicadas en la Figura 44, los suelos se clasifican bajo el mapa de zonificación geotécnica (Figura 54) como 28, 27 y 33 para el Suelo 1, 2 y 3 respectivamente. El resultado de la extracción de la muestra Suelo 1 es congruente con dicho esquema, pues la zona 28 corresponde a “arcilla gris y café CH” que describe exactamente el suelo encontrado en el lote. La extracción de la muestra Suelo 2 produjo un suelo amarillento que no corresponde con la descripción de la zona geotécnica 27, pues en esa zona se espera encontrar arcilla negra según el CCCT (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015). La descripción del Suelo 3 sí coincidió con lo esperado en el mapa de zonificación, pues en la zona 33 se espera encontrar “arcilla gris CH muy expansiva”.

De manera similar, se puede observar la correlación entre la descripción de los suelos extraídos y su posible origen. Según la descripción de la zona (sección 4.2), los suelos de muestra son posiblemente resultado de la acción meteorizadora hidrotermal existente en el oeste del GAM, en esas zonas se reconocen variaciones climáticas fuertes a través del año. Esta acción meteorizadora es capaz de transformar las rocas y los depósitos de origen volcánico y aluvial en arcillas expansivas de altos índices de plasticidad (características iguales a las de los suelos extraídos), por el desbalance eléctrico que la hidratación, la temperatura y el suministro constante de iones produce en la matriz químico-estructural de los suelos (Vargas Monge, 2014).

La caracterización del clima local es necesaria puesto que este es el principal factor que controla la profundidad del nivel freático y por tanto, el espesor de la zona activa. La zona activa, también conocida como zona vadosa, es la profundidad bajo la superficie del suelo en la cual se dan cambios de humedad debido a la infiltración y a la evapotranspiración (Baltodano G., 2016). Es en esta zona donde por lo general se presentan los suelos problemáticos desde el punto de vista ingenieril, como es el caso de los suelos expansivos y colapsables. En la Figura 55 se ilustra la interacción entre el clima y los suelos.

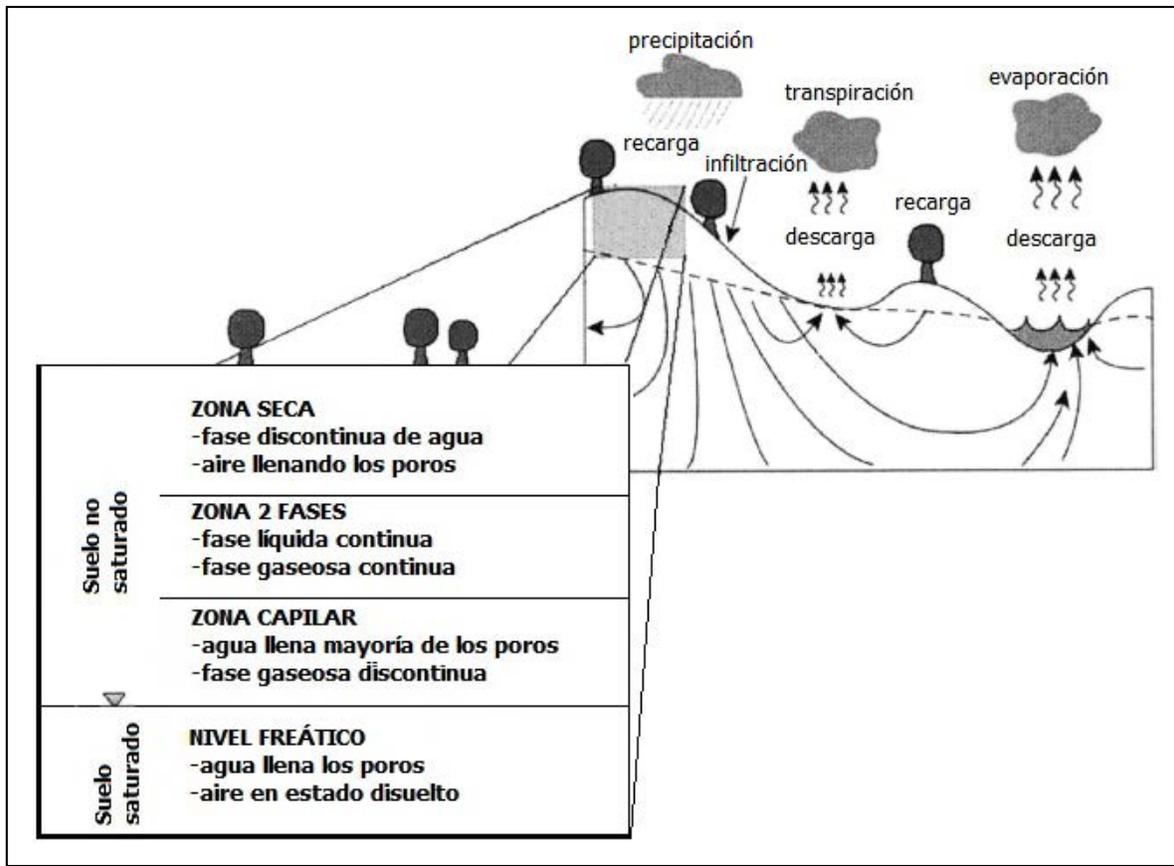


Figura 55. Representación de la zona vadosa

Fuente: Fredlund, 2006.

En la Figura 55 se aprecia esquemáticamente los factores termodinámicos que influyen en la formación de las arcillas, estos son la recarga y descarga de los suelos (debido a precipitación, evapotranspiración, escurrimiento y percolación). Es así como en la estación seca, los suelos de arcilla expansiva pierden la mayor parte de su humedad, con lo cual se vuelven duros y frágiles, además de contraerse volumétricamente, mientras que en la estación lluviosa, los suelos se humedecen y se expanden, además que adquieren plasticidad e incluso pueden pasar al estado líquido (consistencia de barro).

En relación con las características ambientales y físicas de Costa Rica, se debe mencionar que en las zonas con topografía plana, con variaciones estacionales de la humedad y un período seco bien definido y extenso, como el oeste del Valle Central, los suelos residuales pueden retener una mayor cantidad de productos de la meteorización química tales como compuestos solubles en agua e iones metálicos libres (Vargas Monge, 2014). Por otra

parte, según otros estudios consultados (Bogantes González, 1999) el nivel freático en las áreas planas de Pozos y Villa Real (Suelo 1 y 2) en la estación lluviosa se ubica entre 0 y 5 m. En cambio, en la zona de Cerro Coyotes (Suelo 3) el nivel freático puede ubicarse entre los 5 y 10 m. En dichas condiciones es posible encontrar una mayor concentración de montmorillonita o illita, las cuales dan a los suelos una coloración grisácea oscura o negruzca. Estos minerales además hacen que los suelos sean expansivos (Vargas Monge, 2014), como se explica en la sección 2.8 y Anexo C. En la sección Anexo B se profundiza en la relación del ambiente con la formación de las arcillas.

En el presente estudio no fue posible verificar el espesor de suelo en los sitios de extracción 1 y 2, sin embargo en el sitio 3 se encontró la capa rocosa subyacente a 50 cm de profundidad. Este resultado era de esperar usando métodos manuales de muestreo (pico y pala) pues según mapas de zonificación geotécnica consultados (Bogantes González, 1999), los espesores del suelo en las zonas de estudio oscilan entre 0 y 5 m. En los anexos Figura A. 1 y Figura A. 2 y Figura A. 2 se pueden consultar los datos anteriores.

Sin lugar a dudas, las tres muestras analizadas en este reporte y los lotes a partir de los cuales fueron extraídas cumplen fielmente con las descripciones geológicas y físicas que la literatura científica costarricense ha hecho de los sitios de Santa Ana y Guachipelín, sumado a esto todas las muestras extraídas eran inodoras y estaban limpias de materias extrañas como aceites y otros contaminantes. Todo esto constituye evidencia para afirmar que los suelos eran autóctonos del lugar de extracción, y que se logró obtener muestras de suelos naturales expansivos para el análisis de algunas propiedades geotécnicas, como se describe a continuación.

A partir del análisis granulométrico se desprende que los tres suelos de muestra presentan un alto contenido de finos (Figura 46), incluso el suelo de partículas menos finas es el Suelo 2 con un 81% de partículas menores a 75 μm , los Suelos 1 y 3 presentaron al menos un 90% de partículas menores a 75 μm . Es importante notar que el Suelo 2 estaba constituido por aproximadamente un 50% de partículas menores a 1 μm , mientras que el Suelo 2 y 3 estaban conformados por al menos un 70% de partículas menores de ese tamaño. Aunque en este reporte solo se usó SUCS, bajo cualquier esquema de

clasificación (Cuadro 2) los suelos analizados son indudablemente arcillas de acuerdo a la granulometría que presentaron.

El remarcable contenido de finos de los suelos analizados es congruente con el comportamiento exhibido en las otras pruebas. Por ejemplo, se espera que los suelos de grano fino, debido al alto contenido de poros, desarrollen altas plasticidades, lo cual coincidió con los tres suelos analizados que clasificaron como arcillas de alta compresibilidad o CH según SUCS. Según Burnmister (Figura 56) los Suelos 1, 2 y 3 son altamente plásticos, pues desarrollaron IP de 55, 50 y 95 respectivamente.

IP	Descripción
0	No plástico
1-5	Ligeramente plástico
5-10	Baja plasticidad
10-20	Plasticidad media
20-40	Alta plasticidad
>40	Muy alta plasticidad

Figura 56. Clasificación cualitativa del Índice de Plasticidad.

Fuente: Das, 2006, citando a Burnmister, 1949.

Según las relaciones establecidas por Casagrande (Cuadro 23) observando los resultados del Cuadro 14, en una obra geotécnica podría esperarse que el Suelo 1 (IP=55, LL=89) fuese más compresible, menos duro y resistente, que el Suelo 2 (IP=50, LL=68).

Cuadro 23. Efecto de los Límites de Atterberg en las propiedades ingenieriles.

Propiedad observada	Suelos de igual LL con IP creciente	Suelos de igual IP con LL creciente
<i>Resistencia del suelo seco</i>	Incrementa	Decrece
<i>Dureza cerca de LP</i>	Incrementa	Decrece
<i>Permeabilidad</i>	Decrece	Incrementa
<i>Compresibilidad</i>	Similar	Incrementa
<i>Cambio de volumen</i>	Decrece	-

Fuente: Casagrande, 1948, citado por Holtz & Kovacs, 1981.

La predicción de Casagrande mostrada en el Cuadro 23 fue comprobada de manera satisfactoria a partir de los datos observados en la prueba de consolidación (Figura 48 y Figura 50) pues el Suelo 1 solo aumento su volumen hasta un 2% en hinchamiento libre y su volumen original se redujo hasta en un 14% durante la etapa de carga, en comparación con el Suelo 2 que bajo las mismas condiciones hinchó hasta el 12% y se contrajo menos del 12%, respectivamente.

En relación con la gravedad de los sólidos, los valores G_s encontrados en los tres suelos de estudio (Cuadro 14) son bajos en comparación con los valores típicos esperados para suelos de arcilla (Das B. , 2006). El Suelo 2 presentó un G_s de 2,65, el cual fue cercano al mínimo de 2,7 esperado para una arcilla. Los otros dos suelos presentaron un G_s aún más bajo. Sin embargo, la literatura indica que suelos de arcilla dura presentan un peso unitario seco promedio γ_d de 17 kN/m³, valor cercano al del Suelo 2 que estaba compactado en su estado natural a 17,5 kN/m³. En este contexto, el Suelo 1 y 3 podrían clasificarse como arcilla suave, pues su peso aproximado γ_d era 12 y 14 kN/m³, respectivamente (ver anexo Figura A. 30).

En cuanto al estado natural de los suelos, cualitativamente se comprobó la influencia del clima y la humedad en su consistencia. Los especímenes Suelo 1 y 2 recolectados en marzo presentaban una humedad de extracción muy por debajo del límite plástico, humedad del 19,5% con un LP de 35 para el Suelo 1, y 5% con LP de 18 para el Suelo 2, dichos suelos presentaban alta dureza y fragilidad, características asociadas a la época seca durante la cual suelos de arcilla sufren agrietamientos por desecación. Debido a faltante de material para continuar con las pruebas, se recolectó un segundo espécimen del sitio Suelo 1, en mayo 2016, tiempo al cual habían caído las primeras lluvias del año. Este segundo espécimen de Suelo 1 era ya más denso debido a la precipitación y tenía consistencia plástica, pues su humedad (según el Cuadro 14) era ya mayor que su LP.

De la misma manera, la muestra de Suelo 3, recolectada en mayo 2016, presentaba saturación unitaria (Cuadro 14), esta saturación era superior a la humedad del LP, lo cual es consistente con la época del año en que se recolectó, pues se esperaba que por haber recibido lluvias recientes, la muestra fuese menos rígida y más trabajable.

A partir de las observaciones anteriores se puede afirmar que existe una relación inequívoca entre el comportamiento del clima y la consistencia de los suelos en los sitios observados, la precipitación y humedad influyen marcadamente en el hinchamiento, contracción, consistencia y dureza de los suelos locales.

Atendiendo a los límites de consistencia (Cuadro 3), se espera que Suelo 1, 2 y 3 estén conformados por minerales de los grupos caolinita-illita, esmectitas e illita respectivamente. Estas composiciones posibles estimadas a partir de la plasticidad de las muestras (Cuadro 15), son congruentes con la expansión que los suelos presentaron en la prueba de hinchamiento libre, donde los suelos aumentaron volumétricamente en un 2%, 11% y 8% respectivamente (sección 4.7). Según la teoría mencionada, los suelos de caolinita e illita son los menos expansivos, mientras que las montmorillonitas son más propensas al cambio volumétrico por variaciones de humedad.

Según se observa de la prueba TGA (Figura 47), los Suelos 1 y 3 parecen presentar una composición química similar entre ellos. Para todos los suelos, la primera pérdida significativa de masa ocurrió alrededor de los 90 °C hasta los 105 °C, esta pérdida corresponde a la humedad del suelo. Nótese que temperatura, y no la magnitud de los picos de las gráficas de Tasa de Pérdida, determinaron en que rangos de temperatura ocurrieron las pérdidas de materiales. Es otras palabras, la temperatura donde ocurre el pico (%/°C) es indicativo de qué tipo de material se trata, el cual podría determinarse por correlación con otros estudios. La magnitud del pico (%/°C) es indicativo de qué cantidad de ese material está presente en la muestra total, y su concavidad representa la volatilidad del material bajo la temperatura del pico. Por ejemplo, para la curva TGA de montmorillonita mostrada en la Figura 14 que fue analizada mediante difracción de rayos X (método no abordado en este reporte), los autores (Song & Sandí, 2001) determinaron que la muestra que ellos estudiaron estaba conformada por conformada por 94% de Ca^{+2} montmorillonita, 4% opal y menos de 1% de cuarzo.

Para los suelos de este reporte (Figura 47), se observa tanto para el Suelo 1 y 3, la segunda y tercera pérdida significativa de masa ocurrió a los 270 °C y 450 °C respectivamente. El Suelo 2 presentó cuatro picos de pérdida, el primero mencionado de agua, el segundo a los 140 °C, el tercero similar a los otros suelos a 240 °C, y el último a

500 °C. Todos los suelos se estabilizaron luego de los 650 °C hasta el final de la prueba en 1000 °C. De nuevo, si se atiende a los resultados de la prueba TGA, se podría decir que los Suelos 1 y 3 presentan composiciones similares entre ellos pero diferentes a las del Suelo 2, de manera satisfactoria estas observaciones son congruentes con las correlaciones entre los límites de Atterberg y la mineralogía explicadas arriba (Cuadro 15).

En comparación con los autores indicados en la introducción (Figura 14 y Figura 15), no tienen los datos de la Tasa de pérdida (%/°C), sin embargo, se puede observar que la forma de la curva de Masa de las arcillas de Siquiaries y de la Guácima (Castro Muñoz, 2012) son similares a las muestras Suelo 1, 2 y 3 de este reporte. En los suelos de Castro, nótese que ocurre una disminución importante de masa alrededor de los 100 °C, una segunda pérdida más lenta pero sostenida entre los 250 °C y los 400 °C, y una tercera pérdida final al iniciar los 450 °C y estable a partir de los 650 °C. Este resultado no debe sorprender si se toma en cuenta que en una región geológica pequeña y joven como Costa Rica, es más factible que los suelos de arcilla expansiva de diferente localidad sean similares entre sí.

En comparación con la arcilla de Song & Sandí (2001) (Ca-montmorillonita de la Figura 14), es poco factible que las arcillas de este trabajo presenten algún contenido de montmorillonita cálcica, pues dicho material es más estable entre 240 y 650 °C que lo analizado para las curvas TGA de este reporte (Figura 47). De la misma manera, Ramírez (2013) concluyó por correlación a partir de su prueba TGA, que las muestras de arcilla de Monterrey (Figura 15) presentaba una composición similar a la montmorillonita cálcica, pero diferentes a las arcillas estudiadas en este informe.

A partir de las correlaciones para hinchamiento explicadas en la sección 2.9, fue posible comprobar la aplicabilidad de dicha teoría para las muestras de este reporte. Según el criterio de Actividad (Cuadro 16), el Suelo 1 no debería desarrollar hinchamiento, mientras que el Suelo 3 debería desarrollar más cambio volumétrico que el Suelo 2. En la práctica (sección 4.7) solo el Suelo 1 coincidió con este criterio pues desarrolló un hinchamiento del 2%, mientras que el Suelo 2 se hinchó más del 11%, un 3% más que el suelo 3.

Otro criterio que resultó útil para estimar previamente la consistencia de las muestras fue el Índice de Liquidez (IL), pues el estado plástico o sólido que asignó a cada suelo (Cuadro

16), fue congruente con la descripción de su muestreo (sección 4.1). Nótese que espécimen Suelo 1 descrito en estado "plástico" no corresponde a la extracción realizada en marzo ($w=19,5\%$) si no la de mayo que presentaba una humedad del 40%, superior a su LP de 35. Por el contrario, el Suelo 2 recolectado en marzo presentó un IL negativo (estado "sólido"), teoría que concuerda pues ese suelo era frágil y duro al momento de su extracción. El Suelo 3 presentó un IL casi igual a cero, por la cercanía de su humedad de extracción (32%) con su LP (25). Para efectos de describir el suelo, el estado "plástico" concuerda con la consistencia que presentaba al momento de extracción.

Cuando se usaron las propiedades físicas de los suelos (IP y partículas $< 1 \mu\text{m}$), el criterio de Holtz y Gibbs estimó un potencial expansivo para los tres suelos "alto", sin embargo como ya se mencionó, sólo el Suelo 2 desarrolló una relativa alta expansión volumétrica. Sin embargo, si se revisa el método (Cuadro 8) el potencial de expansión para cada uno de los tres suelos puede predecirse como "bajo" tomando en cuenta solo el cambio volumétrico por expansión libre, pues para los suelos analizados fue menos del 50%. De manera similar, el criterio de Seed-Woodward-Lundgren (sección 2.9.4), el potencial de Seed (Cuadro 9) y el método de Chen (sección 2.9.6) estimaron potenciales de expansión no realistas, las ecuaciones y resultados de dichos autores no corresponden con lo observado (Cuadro 16), por ejemplo estimando hinchamientos de hasta incluso 700%. En la Figura 57 se comparan gráficamente los resultados obtenidos de los tres suelos de muestra.

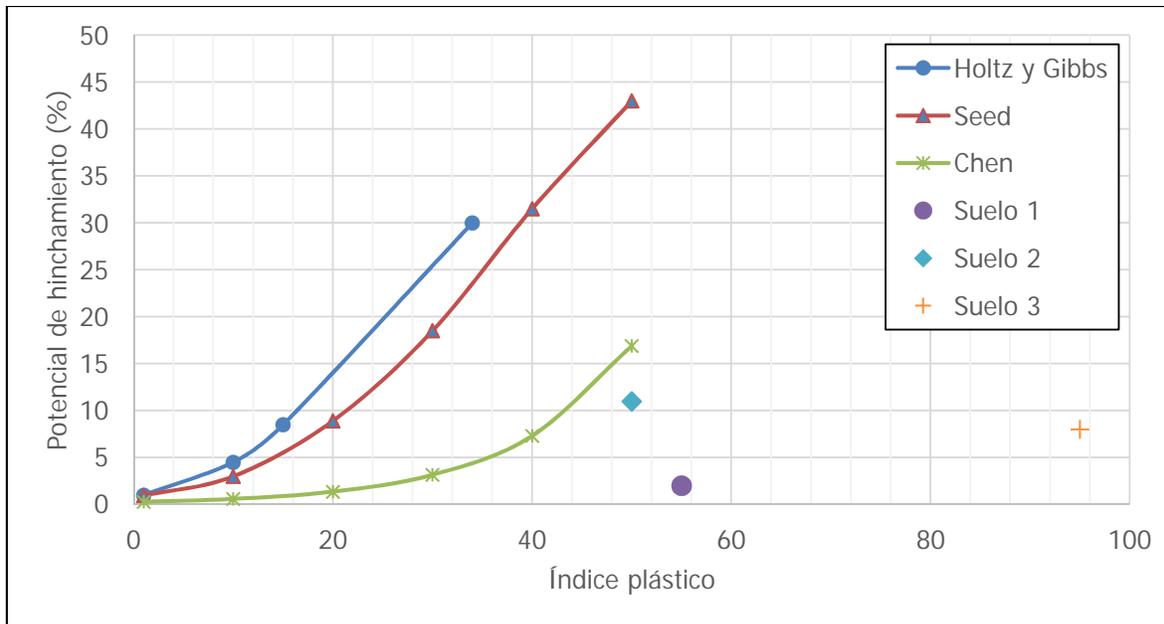


Figura 57. Resultados comparativos entre diferentes autores, mostrando los resultados experimentales de los tres suelos de este informe.

Es evidente que los criterios mencionados (Holtz y Gibbs, Seed y Chen, Figura 57) no produjeron resultados satisfactorios pues los suelos desarrollaron hinchamientos diferentes a los que se esperaban según su IP. Por estas razones, los cuatro métodos mencionados (Holtz y Gibbs, Seed y colaboradores, Seed, Chen) deben ser tomados con precaución y su aplicabilidad en problemas de diseño y análisis de estructuras geotécnicas debe ser revisada, en caso de que dichos métodos se quieran usar para los suelos de este informe y las condiciones bajo las cuales dichos suelos fueron tratados.

El método de Cuéllar sí fue congruente con los cambios volumétricos observados. Este método estimó para los Suelos 1, 2 y 3, una expansión volumétrica del 4%, >10%, y 7%, respectivamente. Compárense esas predicciones con los resultados reales del 2%, 11% y 8%, en el mismo orden (sección 4.7). Sin embargo, la presión de hinchamiento estimada por Cuéllar es de 125 kPa, >300 kPa y 200 kPa para los Suelos 1, 2 y 3, en ese mismo orden. La presión de hinchamiento σ'_{cs} mostrada para cada suelo en la sección 4.7 estimó valores promedio de 38 kPa, 220 kPa y 182 kPa respectivamente. Por tanto, el método de de Cuéllar no resultó ser exacto para determinar las presiones de los suelos expansivos de este reporte, se debe mejorar dicho método ya sea verificando las suposiciones del

mismo, o bien aplicando las pruebas directas de hinchamiento como se expone en la sección 3.1 de este trabajo.

El método de McDowell estimó que un estrato profundo conformado por los suelos analizados en este reporte, presentarían un levantamiento topográfico de 13 cm. Se propone realizar una verificación a este método en alguna investigación de esta misma línea, pues bajo los métodos aplicados en este reporte, no se tiene conocimiento de la certeza de dicho criterio.

Finalmente, tomando en cuenta el esfuerzo de succión del suelo, el método de McKeen determinó un potencial expansivo moderado, bajo y moderado para los especímenes Suelo 1, 2 y 3 respectivamente. Sin embargo como se comentó anteriormente, el Suelo 2 desarrolló una expansión del 11% y los otros suelos menos de eso, por tanto el método de McKeen no produjo resultados aceptables, al menos en el contexto de los suelos analizados en la presente investigación. En el anexo Figura A. 29 se muestran las pendientes obtenidas para el modelo de McKeen.

Al analizar los resultados de las curvas características teóricas de Perera y otros (modelo calibrado a partir de Fredlund-Xing) y el modelo empírico de van Genuchten, se pueden derivar algunas conclusiones importantes a partir de los resultados obtenidos en este reporte (sección 4.8). Sin embargo, es necesario mencionar algunas limitaciones que se descubrieron durante la ejecución del método propuesto (sección 3.3).

La primera limitación encontrada es el rango de humedades bajo el cual el tensiómetro trabaja. Aunque el tensiómetro está diseñado para medir succiones en el rango de 0 a 100 kPa, se encontró que no es posible medir succiones mayores de 65 kPa, puesto que para llegar a dichas succiones, el suelo debe presentar una humedad por debajo del límite plástico, es decir cuando el suelo se presenta en estado sólido con una alta dureza. Revisando el procedimiento de uso del tensiómetro, la forma de emplear el aparato es introduciendo la pastilla cerámica en el espécimen de suelo, sin embargo la pastilla cerámica parece ser menos dura que el suelo seco. En la práctica, se encontró que al intentar introducir la pastilla cerámica en los suelos con humedad menor a su LP, la misma

corría el riesgo de ser destruida. Sumado a esta limitante, las fuentes bibliográficas consultadas (sección 2.13) indican que típicamente una arcilla debería desarrollar presiones de succión máximas en el orden $10^5 - 10^6$ kPa, por tanto los resultados obtenidos en este trabajo aplican solo a un rango pequeño de succión del suelo. Para futuros trabajos en esta misma línea de investigación, podrían usarse algunos métodos alternos de medición de succión, presentados en el Cuadro 12.

Dejando de lado las limitantes anteriores, fue posible verificar la validez de las dos teorías analizadas en este texto. La primera de ellas, el modelo de Perera, no generó resultados satisfactorios. En las figuras presentadas en la sección 4.8, se observa que los coeficientes de Perera no lograron correlacionar con exactitud el contenido de agua en función de la succión matricial observada. Este fallo debe su origen a la forma en que la ecuación (33) está planteada. Bajo este modelo, sin importar el valor de la succión (h), la saturación S no podrá ser nunca mayor que 1, lo cual es correcto puesto que es evidente que el volumen de agua presente en los poros no puede ser mayor que el volumen de esos mismos poros de suelo. Sin embargo, como se ha explicado anteriormente, es posible que las arcillas, debido al alto desbalance eléctrico de su matriz, la succión osmótica, atraigan moléculas de agua aun cuando todos los poros están saturados. Por tanto para dejar de absorber agua, los suelos alcanzaron contenidos de agua absorbida mucho mayores a aquellos equivalentes a la saturación unitaria, es decir al llenado de sus vacíos. Volviendo al modelo Fredlund-Xing calibrado por Perera, el factor θ , que es linealmente proporcional a la saturación (ecuaciones (8) y (9)), no describe correctamente la succión del suelo, lo cual se comprueba al observar los resultados de la medición de la curva característica suelo-agua (Figuras de la sección 4.8). Sumado a esta particularidad del modelo de Perera, era de esperar que no se generasen resultados satisfactorios para los suelos de este informe, pues como se mencionó en la sección 2.11, los coeficientes de Perera y otros (2005) fueron calibrados a partir de materiales de bases y subrasantes de carreteras en Estados Unidos, por tanto los valores entrada de aire θ_s y humedad residual θ_r que Perera y otros (2005) encontraron, pueden variar con respecto al haber utilizado suelos naturales (Elgabru, 2013).

El modelo calibrado van Genuchten resultó satisfactorio si se observan los resultados de la sección 4.8. Dentro de los rangos de succión medidos, la curva calibrada presentó una correlación R^2 del 65%, 71% y 84% para el Suelo 1, 2 y 3 respectivamente. Es decir, este modelo es un buen predictor de los datos experimentales. Es importante mencionar que el programa computacional RETC (van Genuchten, Leij, & Yates, 1991) emplea un algoritmo matemático iterativo para ajustar las succiones (h) observadas al modelo (35). Por tanto, una propiedad de este método es su carácter empírico, pues para hallar la curva característica suelo-agua, se deben conocer previamente algunos puntos de la gráfica θ - h , obtenidos experimentalmente. De no ser así, como se menciona en la sección 2.11, la curva característica-suelo agua puede ser estimarse con los valores iniciales de Carsel y Parrish (1988, citados por van Genuchten, Leij, & Yates, 1991).

Por otra parte, observando sólo los valores θ - h obtenidos de las gráficas experimentales, se puede concluir que los valores de succión mínima ocurrieron para valores de entrada de aire θ_s similares para los tres suelos. Para el Suelo 1 (Figura 51), el suelo dejó de absorber agua con θ_s cercano al 70%, lo cual corresponde a una humedad gravimétrica del 53%. El Suelo 2 (Figura 52) anuló la succión luego de $\theta_s=85\%$ ($w=47\%$), y el Suelo 3 (Figura 53) luego de $\theta_s=80\%$, correspondiente a $w=56\%$. Los valores de humedad (w) requeridos por los suelos para dejar de absorber agua son mucho menores que los límites líquidos del Cuadro 14, esta aparente discrepancia se justifica con el hecho de que los suelos remoldeados para la prueba descrita en la sección 4.2 fueron tamizados por malla de 4,75 mm, mientras que para cumplir con la norma ASTM D2487 se debe emplear suelo 10 veces más fino. Al observar este resultado, y al ver detenidamente la Figura 32, se entiende la participación de la granulometría en la curva característica suelo-agua. Para dos suelos de origen idéntico pero con partículas de diferente tamaño, el suelo con granulometría gruesa pierde la succión bajo humedades menores. Se demuestra experimentalmente que debido al menor radio de los tubos capilares, los suelos de partículas finas desarrollan mucha mayor succión que los de partículas gruesas, de manera similar a lo que se ilustró en la Figura 28.

Como se mencionó antes, no fue posible observar succiones en el régimen pendular (Figura 31) por la incapacidad física del tensiómetro usado, ni en el régimen capilar pues

el tensiómetro no lee rangos más precisos que ± 2 kPa. A pesar de ello, bajo el resultado directo de las observaciones y de la curva calibrada van Genuchten, se comprobó que los suelos de muestra desarrollaron humedades en el régimen funicular. Nótese que todos los puntos medidos de las Figuras de la sección 4.8, se ubican en la pendiente más inclinada de su propia curva característica suelo-agua, este resultado y en general la forma de dicha curva obtenida por van Genuchten, es similar a la curva de ejemplo de la Figura 30. Por otra parte, se observa que muchos de los puntos obtenidos (Figuras de la sección 4.8) se agrupan en una dispersión aproximadamente vertical, debido también a la limitante de que el tensiómetro empleado puede ser afectado por diversos factores, tales como oclusiones o entradas de aire (Soilmoisture, 2009), además que dichas agrupaciones verticales de puntos se ubican al final del rango máximo de medición (100 kPa), por lo cual es factible que los suelos estudiados alcanzaran una succión mayor a la mostrada en el tensiómetro (el fabricante indica en su ficha técnica que la presión máxima leída puede ser menor a 90 kPa, según condiciones locales atmosféricas). La humedad residual θ_r en todos los casos de la sección 4.8 podría aproximarse al 15%. Esta coincidencia debería ser estudiada con más detenimiento para comprobar que no sea una característica intrínseca del modelo matemático empleado, sin embargo, para tal fin es necesario un dispositivo diferente al tensiómetro usado aquí, con tal de poder hallar succiones en el rango del régimen pendular-residual.

Puesto que se estimó que curva característica suelo-agua de van Genuchten era representativa de la curva característica suelo-agua experimental (al menos en el rango de succiones mencionado), se usó dicha curva para modelar la gráfica real de esfuerzo versus hinchamiento en la prueba de consolidación e hinchamiento libre descrita en el procedimiento sección 3.1. Como se explica ahí, en la práctica estándar es normal despreciar el esfuerzo de succión (Figura 1) suponiendo que la ecuación de Terzaghi (ecuación 36) aplica en todo el rango de humedades del suelo, cuando en realidad el esfuerzo efectivo debe ser corregido por humedad según Bishop (37). Esta corrección fue satisfactoriamente aplicada en las pruebas y métodos que se propusieron en este trabajo. La Figura 48 muestra dos tramos, el primero cuando la succión matricial Ψ_m es diferente de cero corresponde a cuando se anegó la pastilla de suelo con bajo una sobrepresión pequeña (1 kPa). Puesto que el suelo fue moldeado a humedad del límite plástico, la

succión matricial ($u_a - u_w$) es mayor que cero según la teoría correspondiente. Al transcurrir un largo tiempo, teóricamente se espera que la presión de poro se haya disipado, y por tanto, que la succión matricial sea nula ($\Psi_m = u_a - u_w = 0$). A partir de ese momento (segundo tramo) el consolidómetro se cargó incrementalmente hasta los 1600 kPa, puesto que se mide el final de la curva de consolidación en cada etapa de carga, la presión de poro-agua u_w está siempre disipado al final de cada cuatro días aproximadamente. Este procedimiento asegura que efectivamente u_w sea cero por lo cual la curva de consolidación del segundo tramo ($\Psi_m = 0$) es idéntica para la prueba estándar ASTM D4546 y para la prueba corregida por presiones de succión de este trabajo.

Como se observa en la Figura 58, en la curva corregida por el esfuerzo de Bishop, el esfuerzo efectivo teórico σ'_{cs} al inicio del hinchamiento libre del Suelo 1 fue de 37 kPa (justo antes de iniciar la inundación de la celda, tramo $\Psi_m \neq 0$), y la presión de hinchamiento σ'_{cs} en el tramo de consolidación (tramo $\Psi_m = 0$) fue de 30 kPa.

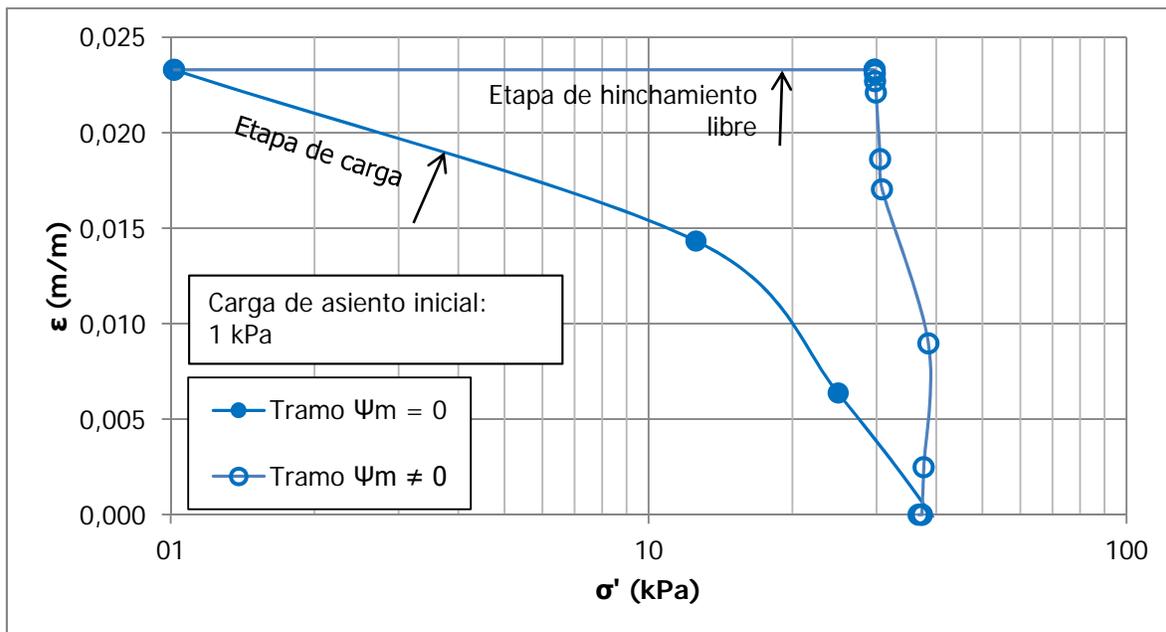


Figura 58. Curva de esfuerzo efectivo-deformación del Suelo 1 ampliada en el tramo de hinchamiento libre.

Datos resumidos se presentan en el Cuadro 24 para las muestras Suelo 1, 2 y 3.

Cuadro 24. Esfuerzo efectivo cuando la deformación volumétrica es igual a cero.

σ'_{cs}	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
Esfuerzo efectivo corregido por el esfuerzo de succión matricial, inicio del inundamiento (kPa)	37	240	200
Presión de hinchamiento en el tramo de consolidación (kPa)	30	200	165

Para los tres suelos estudiados, del Cuadro 24 se concluye que la presión de hinchamiento libre σ'_{cs} al inicio de la inundación es similar a la presión de hinchamiento en la etapa de consolidación. El hecho de que la presión de hinchamiento libre sea similar a la presión de hinchamiento en la etapa de consolidación, es un fenómeno es característico de varios suelos de arcilla (Lawton & otros, 1989) pues el esfuerzo efectivo al inicio de la inundación debe ser tal que el cambio volumétrico sea cero, dicho esfuerzo debe ser teóricamente igual al esfuerzo efectivo de carga externa aplicada que provoca una reducción total de la expansión volumétrica causada por la absorción de agua.

La presión de hinchamiento desarrollada por los tres suelos de muestra se ubica dentro de un rango esperable de presiones de hinchamiento, en comparación con suelos estudiados por otros autores nacionales. Dichos estudios han determinado que el hinchamiento de los suelos es inversamente proporcional a la humedad inicial del suelo (Villalobos Montero, 1991). En la presente investigación, el Suelo 3 fue el que alcanzó la mayor presión de hinchamiento y el mayor cambio volumétrico, esto era de esperar pues su humedad gravimétrica inicial al inicio de la prueba en el edómetro era de 18%, esta humedad inicial era menor que las humedades iniciales de los otros dos suelos. Algunos otros autores alcanzaron presiones mayores (por ejemplo Chévez Mora, 2013, quien reportó una presión de hinchamiento de 755 kPa), sin embargo en el presente reporte se inició con humedad similar a LP, con tal de simular condiciones de campo y poder hacer uso del tensiómetro a partir de dicha humedad.

En todos los resultados de la sección 4.7, la curva de hinchamiento libre al inicio se asemeja en forma (no en magnitud) a la trayectoria posible (2) indicada en la Figura 39,

seguida de un tramo horizontal hasta llegar al esfuerzo de 1 KPa. Como se ha explicado, en los resultados obtenidos en este trabajo la curva (2) de la Figura 39 alcanza la presión de hinchamiento σ'_{cs} . Esta observación es interesante puesto que se podría corroborar mediante otros trabajos, que la presión de esfuerzo efectivo al inicio del hinchamiento libre sea siempre igual a la presión de hinchamiento σ'_{cs} de la muestra saturada, con el fin de verificar los supuestos teóricos aplicados a los tres suelos estudiados aquí. Al menos con los resultados obtenidos en este reporte, los supuestos de esfuerzo-deformación explicados en la sección 2.12 se han cumplido.

Una observación importante derivada de los resultados presentados en la sección 4.8, es la correlación que existe entre la humedad y los esfuerzos efectivos que los suelos alcanzan en la prueba de hinchamiento-carga, según se muestra a manera resumida en el Cuadro 25.

Cuadro 25. Relación entre índices de consistencia y cambio volumétrico.

Dato experimental	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
LL	89	68	120
IP	55	50	95
Expansión máxima en hinchamiento libre ϵ (%)	2	11	8

Nótese la cercanía entre los índices plásticos del Suelo 1 y 2 y la diferencia de hinchamiento que alcanzó cada suelo. Conforme con lo explicado en la sección 2.11, a niveles de humedad bajos, es decir con valores de humedad ubicados en el régimen pendular de la Figura 30, un pequeño incremento en la saturación provoca un gran aumento en la succión matricial, por tanto para el Suelo 2 que presenta menor LL que el Suelo 1, el cambio en la humedad en la prueba de hinchamiento libre provoca un gran cambio en el nivel de esfuerzos efectivos (según la ecuación (37)) lo cual deriva en un mayor hinchamiento del suelo. En cambio, cuando el Suelo 2 cambia de humedad, es factible que dicho cambio se dé en el régimen funicular puesto que su LL es alto en comparación con el del Suelo 1, en el régimen funicular un gran cambio en el grado de

saturación corresponde un pequeño cambio en la succión matricial (ver diagrama de la Figura 30), es decir, comparando el Suelo 1 con el Suelo 2, el Suelo 2 cambia poco su nivel de esfuerzos efectivos cuando su humedad cambia, su nivel de esfuerzos efectivos, y por ende su hinchamiento, cambia poco. Este comportamiento es acorde con lo mencionado en la sección 3.1, los valores de entrada de aire θ_s y humedad residual θ_r afectan la curva de esfuerzo-deformación del suelo

Aunque se logró determinar la curva de hinchamiento libre según la teoría de Bishop (curva $\sigma'-\varepsilon$ corregida por succión), es importante mencionar algunas limitaciones del procedimiento propuesto (sección 3.1). De manera similar a cuando se determinó la curva característica suelo-agua usando un tensiómetro de bajo rango y precisión, la principal fuente de error fue la precisión de los instrumentos que se utilizaron. Según el método seguido (sección 3.1), el disco de suelo en el odómetro es moldeado a una humedad cercana a LP pero conocida de antemano. Luego se anega y a partir de este momento se lee la diferencia entre la evaporación de un recipiente cercano y la pérdida de humedad del odómetro. Si bien se trató de ser minucioso en la lectura de esas cantidades, este procedimiento provee una estimación de baja precisión pues estima cuanta humedad ha absorbido el suelo por diferencia entre dos recipientes distintos. Además, fue posible realizar la lectura de pérdida de agua en el odómetro únicamente cada vez su altura de agua mostraba una disminución significativa, por tanto para poder apreciar algún cambio en dicho nivel se esperó en promedio 24 horas desde la lectura anterior. La causa de ello es que la lectura de pérdida de agua en el odómetro no se realizó por algún método preciso como diferencia de masas, sino que se hizo según la Figura 38, agregando agua hasta una marca visual colocada en el cuerpo interior del odómetro.

A pesar de esas limitaciones, se obtuvo la solución a los problemas geotécnicos de la sección 2.13, usando tanto la curva clásica de hinchamiento (Figura 1) como la propuesta en este trabajo (Capítulo 3). Del Cuadro 18 y Cuadro 19 (referentes al modelo planteado en la sección 2.13.1) se muestra un análisis gráfico en la Figura 59.

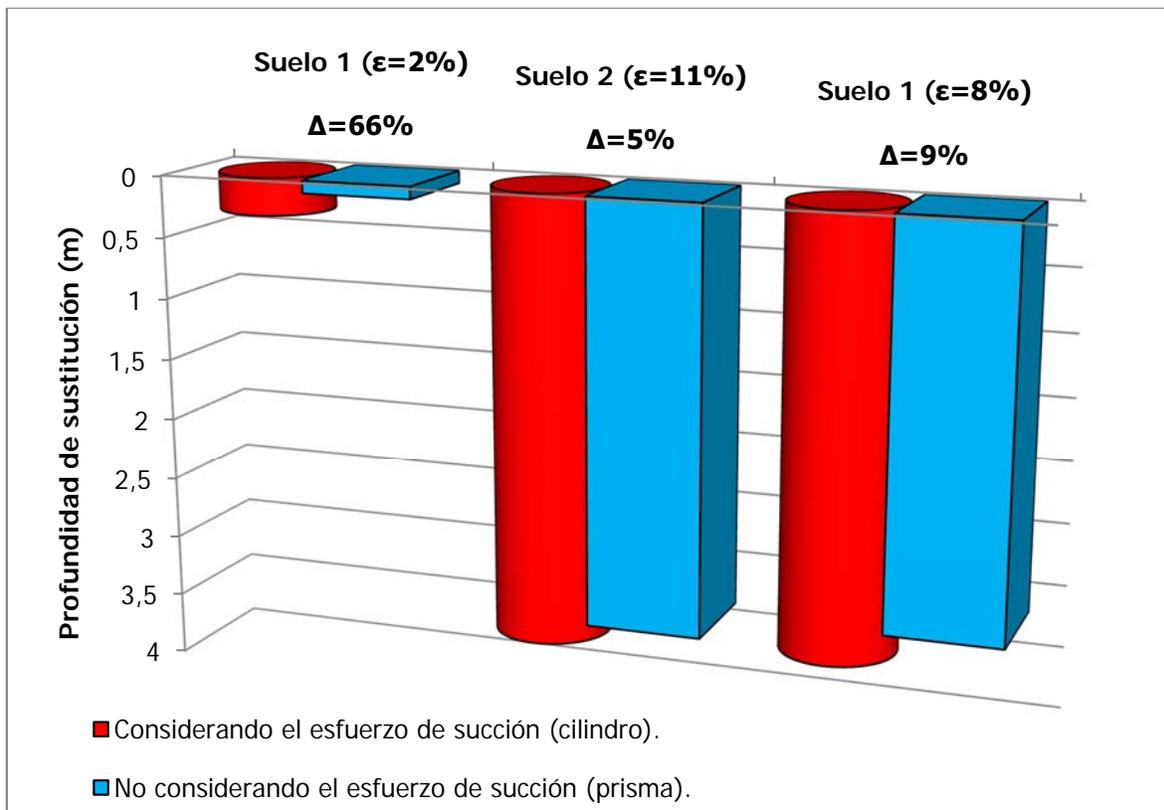


Figura 59. Diagrama de relleno de sustitución para cada hinchamiento ϵ alcanzado, se indica diferencia porcentual Δ del relleno entre ambos modelos resueltos.

Del análisis de la Figura 59 se observa es que si se incluyen o no los esfuerzos de succión de los suelos no saturados, las soluciones para el problema del relleno de sustitución no cambian drásticamente (Cuadro 18 y Cuadro 19). Sólo para el Suelo 1, si no se toman en cuenta los esfuerzos efectivos por succión, el tamaño del relleno es un 66% menor con respecto al análisis donde sí se incluyen dichos esfuerzos. Esta diferencia porcentual grande en realidad corresponde a 0,2 m de diferencia entre un resultado y otro. Estos mismos 0,2 m de diferencia entre un método y otro significa que para los especímenes Suelo 2 y 3, la diferencia es únicamente el 5% y 9% respectivamente. El método clásico de usar la curva ASTM D4546 para estimar el hinchamiento del suelo en campo, es más expedito pero podría producir resultados un poco alejados del lado de la seguridad, ya que si se para el problema mostrado se usasen los datos del esfuerzo de hinchamiento incluyendo la succión matricial, se requerirían rellenos más profundos y la capa activa

sería menor, las incertidumbres asociadas para obtener las curvas de succión y de esfuerzos efectivos reales serían menores en dicho caso.

La segunda observación clara e importante que se desprende analizando la Figura 59, es que la dimensión del relleno del Suelo 1, en comparación con los otros especímenes, era de esperar pues en la prueba de hinchamiento libre el Suelo 1 aumentó hasta ϵ de sólo el 2%, en contraste con Suelo 2 y 3 que aumentaron al 11% y 8% respectivamente. Mayor expansión libre está asociada a una mayor presión de hinchamiento requerida para eliminar dicha expansión, por lo cual se vuelve evidente que el relleno requerido para contrarrestar el hinchamiento del Suelo 1 en una construcción real sería menor que para los otros dos suelos. Sin embargo, el relleno del Suelo 2 es menor que el del Suelo 3 porque el cambio topográfico ΔH no es función lineal del hinchamiento libre ϵ , el modelo matemático expuesto en la sección 2.13.1 considera otros factores no lineales como el efecto de la carga estructural Q en la consolidación de todos los estratos. De manera similar, la aparente gran diferencia porcentual del 66% en el resultado del relleno Suelo 1, el cual desarrolló poca expansión (2%), se explica por la no linealidad del modelo matemático empleado (sección 2.13.1).

Para el segundo problema resuelto (Cuadro 20), se muestra el análisis gráfico en la Figura 60, que corresponde al escenario de que al construirse la cimentación y ser cargada, el suelo fuese humedecido rápidamente por algún evento climático y se expandiese volumétricamente.

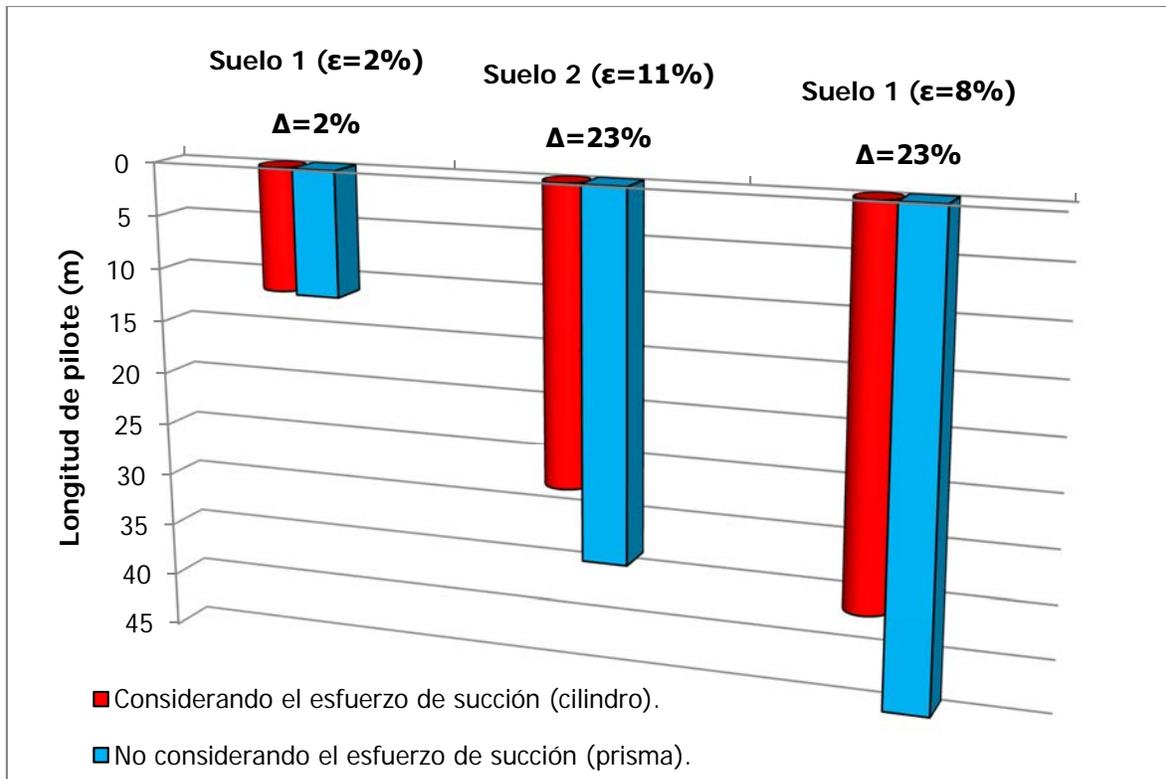


Figura 60. Diagrama de longitud de pilote total requerida para cada hinchamiento máximo ϵ , se indica diferencia porcentual Δ para cada modelo resuelto.

En la Figura 60, se muestra el modelo que toma en cuenta las presiones de hinchamiento por succión matricial (según resultados del Cuadro 22). Bajo este escenario crítico, la sumatoria de presiones de hinchamiento generadas por los Suelos 1, 2 y 3 serían $Q_{up} = 23$ kPa, 324 kPa y 349 kPa respectivamente. Nótese la carga estructural Q supuesta del problema igual a 50 kPa, dicha fuerza resulta pequeña en comparación de la fuerza por expansión que producen las arcillas expansivas de los Suelos 2 y 3. Para las muestras de Suelo 2 y 3, se debería construir una longitud L_2 del pilote de manera que el estrato de arcilla compresible proveyese suficiente fuerza descendente para contrarrestar la expansión de la capa activa. Al usar el modelo de suelos que no considera los esfuerzos de succión matricial (Cuadro 21), es decir usando los resultados directos de la prueba ASTM D4546, las presiones por hinchamiento son menores, la capa de influencia de la expansión de arcilla (estrato L_1) es menos profunda, y por tanto los pilotes requieren de menor longitud para desarrollar fricción de anclaje suficiente para contrarrestar la fuerza de hinchamiento. En dicho escenario, los pilotes para Suelo 1, 2 y 3 requerirían longitudes

constructivas de 11,4 m, 28 m y 36 m respectivamente. Esto quiere decir que el no usar los esfuerzos de succión matricial no representa un cambio sustancial en la longitud del pilote de Suelo 1 (diferencia menor al 2%), pero para el Suelo 2 y 3, representa diferencias de un 23% en ambos casos. De esta manera, es evidente que para los ejemplos aquí analizados, el considerar la succión matricial produce resultados totalmente diferentes cuando los suelos analizados generan altas presiones de hinchamiento, lo cual podría traducirse en diferentes costos constructivos y factores de seguridad diferentes. Asimismo, el hecho de que el Suelo 1 produjese una presión de hinchamiento pequeña en comparación con los otros dos suelos, produjo que se obtuvieran soluciones geotécnicas totalmente distintas. Estas diferencias en los resultados se deben a que las presiones que producen los suelos expansivos analizados aquí, son proporcionales a las deformaciones que se producen en el terreno según el modelo geotécnico planteado en la sección 2.13.2. Dichas deformaciones implícitas en el modelo son congruentes con los resultados obtenidos a partir de las pruebas ejecutadas de expansión libre en función del esfuerzo efectivo, según lo mostrado en las secciones 2.11, 2.12 y los resultados mostrados en la sección 4.7.

En el modelo de pilotes a cimentar en arcillas expansivas, sería necesario comparar los resultados obtenidos aquí con alguna otra propuesta geotécnica, para evaluar los factores de seguridad involucrados y la factibilidad constructiva de cada opción. Se delega esta tarea a futuros trabajos.

6. Conclusiones y recomendaciones

A partir de los resultados obtenidos y analizados en los capítulos 4 y 5, se presentan a continuación las conclusiones derivadas de los mismos.

Conclusiones

1. El esfuerzo efectivo corregido por succión matricial (modelo de Bishop) es mayor que el esfuerzo efectivo que supone la prueba normalizada ASTM D4546.
2. Cuando los esfuerzos de succión matricial son tomados en cuenta, el valor de presión de hinchamiento del suelo es mayor en comparación de cuando dichos esfuerzos no se incluyen.
3. Se concluye a partir de los resultados analizados, que en una obra geotécnica la situación de carga crítica no siempre ocurre cuando el suelo está saturado (es decir cuando $\Psi_m=0$), pues usando la curva $\sigma'-\varepsilon$ corregida por succión matricial ($\Psi_m \neq 0$) se demostró que se requiere una mayor estructura geotécnica cuando se toman en cuenta dichos esfuerzos.
4. Fue posible construir un segmento de la curva característica suelo-agua según el método propuesto (sección 3.3). El segmento restante se extrapoló y se obtuvo un grado de confiabilidad estadística aceptable (algoritmo van Genuchten). El modelo de Perera no produjo resultados acordes con las observaciones.
5. Para los suelos observados en este informe, el índice de plasticidad no fue suficiente indicador de la expansividad potencial de los suelos, ya que suelos con IP similar pero de diferente límite líquido LL desarrollaron expansiones y presiones de hinchamiento diferentes en la prueba de expansión libre.
6. A mayor LL con IP similares, la expansión del suelo es menor, debido a que con contenidos de humedad alta, el suelo se encuentra en el régimen funicular, y con

contenidos bajos humedad, el suelo exhibe alto cambio en el esfuerzo efectivo y por ende alto cambio volumétrico (régimen pendular).

7. Los especímenes Suelo 1, 2 y 3 desarrollaron un hinchamiento volumétrico del 2%, 11% y 8% respectivamente, la presión de hinchamiento de la etapa de consolidación fue similar al esfuerzo efectivo al inicio del hinchamiento libre, este último fue respectivamente 37 kPa, 242 kPa y 200 kPa.
8. Por correlación con los índices de consistencia, la composición mineralógica más factible de los especímenes Suelo 1, 2 y 3 es caolinita, esmectitas e illitas respectivamente. Esto concuerda plenamente con la descripción teórica de los minerales (sección 2.5), pues el suelo con menor hinchamiento fue el Suelo 1, mientras que los otros 2 suelos produjeron presiones de hinchamiento de más de 200 kPa, como era de esperarse para suelos con minerales esmectitas e illitas.
9. Los tres suelos analizados consisten en arcillas CH de medio a alto potencial expansivo con características similares entre sí, tales como altos índices de plasticidad, baja gravedad específica, bajo peso unitario, contenido alto de finos y alta succión. Los especímenes fueron recolectados en diferentes épocas del año por lo cual se comprobó la influencia del clima en la consistencia y las propiedades físicas de los suelos de arcilla expansiva provenientes de tres lotes ubicados en Santa Ana y Guachipelín de Escazú.
10. Los resultados de la prueba TGA insinuaron que las muestras Suelo 1 y Suelo 3 presentan composiciones químicas similares entre sí, distintas a la del Suelo 2. Según la prueba TGA, las composiciones químicas de los suelos estudiados en este reporte son similares a las muestras de Siquiaries y La Guácima de Castro (2012), pero diferentes al suelo Monterrey de Ramírez (2013). Se descarta que las muestras analizadas aquí posean cantidades significativas de montmorillonita cálcica.

11. Las teorías de potencial expansivo Holtz-Gibbs, Seed-Woodward-Lundgren, Seed, Chen, McDowell y McKeen no estimaron correctamente el potencial expansivo de los suelos usados en este informe. El método de Cuellar produjo resultados en parte satisfactorios, pues predijo con buena exactitud el hinchamiento libre de las muestras, no así su presión de hinchamiento.
12. A un mayor grado de hinchamiento libre, corresponde una mayor presión de hinchamiento en campo, y por ende se requiere un mayor estrato de sustitución para minimizar el levantamiento topográfico en el caso del problema planteado en la Figura 33.
13. Un estrato de arcilla expansiva puede provocar fuerzas de levantamiento importantes en cimentaciones profundas.
14. Para la construcción de curva $\sigma'-\epsilon$ se empleó el mismo tiempo que en la prueba estándar más aproximadamente 100 horas (cuatro días naturales) para esperar que la muestra de agua alcanzase el equilibrio de humedad e hinchamiento. Por cada punto de la curva característica suelo-agua se requirió en promedio 36 horas de preparación de muestra y anotación de datos, por tanto para obtener 12 puntos de la gráfica $\Psi-\theta$ se requirió en promedio 430 horas (18 días naturales) de observaciones.

Con base en la experiencia obtenida durante la investigación y ejecución del presente estudio, así como los resultados y análisis realizados, se presentan las recomendaciones pertinentes.

Recomendaciones

1. Es recomendable que, para situaciones similares a las planteadas en la sección 2.13, el análisis de estabilidad de las estructuras incluya los esfuerzos provocados por el hinchamiento del suelo y los esfuerzos de succión matricial.

2. Para futuras investigaciones en el área de succión de suelos, se recomienda caracterizar suelos nacionales empleando correlaciones con variables físicas, por ejemplo se podría construir un banco de datos que correlacione el IP y el contenido de partículas de finos, con la curva característica suelo-agua (el método de Perera de la sección 2.11 se dirige en este sentido, sin embargo su aplicabilidad no resultó satisfactoria para los suelos de este informe). Esto con el afán de que el estudio de los suelos expansivos desde el enfoque de los esfuerzos de succión matricial, pueda ser abordado con facilidad por investigadores y laboratorios a lo largo del país.
3. Para futuros trabajos que requieran determinar experimentalmente la curva característica suelo-agua, se recomienda emplear algún instrumento distinto al tensiómetro usado en este trabajo (ver Cuadro 12). Por ejemplo podría usarse el papel filtro, por tratarse de un dispositivo de relativa fácil manipulación que permite medir un amplio rango de succiones.
4. Para investigaciones que deseen replicar los procedimientos de la sección 3, se sugiere automatizar los procesos de toma y registro de datos, por ejemplo con lectores digitales o bien equipos diferentes a los utilizados para este informe.
5. Se recomienda incursionar en el estudio de la relación entre índices de consistencia y esfuerzos de hinchamiento, pues se demostró, usando los suelos de este informe, que el IP sólo no es un buen indicador del potencial expansivo.
6. Se sugiere adaptar o revisar las teorías de Holtz-Gibbs, Seed-Woodward-Lundgren, Seed, Chen, McDowell y McKeen a las propiedades y condiciones de los suelos expansivos nacionales, ya que dichas teorías no estimaron correctamente el potencial de expansión de suelos usados en este informe.
7. Se propone realizar análisis químicos exactos a suelos expansivos típicos nacionales, y comparar sus curvas TGA contra la curva TGA de algún suelo

expansivo que se desee estudiar, con el fin de reconocer la presencia de dichos suelos "patrón" en el suelo de estudio.

Bibliografía

- Abduljawwad, S. N., & Al-Sulaimani, G. J. (1993). Determination of Swell Potential of Al-Qatif Clay. *Geotechnical Testing Journal Vol. 16, No. 4*, 469-484.
- Alfaro Soto, M. A. (2008). Geotecnia en suelos no saturados. *Ciencias de la Tierra V. 32*, 471-481.
- Alfaro, M. (2008). *Geotecnia en suelos no saturados*. Colombia: Ciencias de la Tierra.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2015). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- ASTM D2216. (2010). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM D2487. (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM D422. (1963). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM D4546. (2014). *Standard test methods for one-dimensional swell or collapse of soils*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM D6913. (2004). *Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM D7263. (2009). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM D854. (2014). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM E1131. (2014). *Standard Test Method for Compositional Analysis by Thermogravimetry*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Baltodano G., R. (2006). *Tensile strength, shear strength, and effective for unsaturated sand*. Columbia, Missouri: University of Missouri.
- Baltodano G., R. (2009). *Influencia del esfuerzo de succión en el comportamiento de deformación de suelos no saturados*. San José, Costa Rica: X Congreso Nacional de Geotecnia y V encuentro Centroamericano de Geotecnistas.
- Baltodano G., R. (12 de 02 de 2016). Comunicación personal. Recuperado el 12 de 01 de 2017

- Barrera, M., & Garnica, P. (2002). *Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres*. Sanfandila: Secretaría de comunicaciones y transportes del Instituto Mexicano del Transporte.
- Bogantes González, R. A. (1999). *Propuesta de zonificación geotécnica para el área metropolitana*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Bonacina, E. (s.f.). *www.mindat.com*. Recuperado el 8 de 14 de 2016, de <http://www.mindat.org/gm/1808>
- Castro Muñoz, E. (2012). *Estudio de un suelo arcilloso expansivo del Valle Central Occidental de Costa Rica para su uso como subrasante*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- CGS. (s.f.). *Swelling soils*. Obtenido de <http://coloradogeologicalsurvey.org/geologic-hazards/swelling-soils/>
- Chao, K.-C. (2007). *Design principles for foundations on expansive soils*. Colorado: Tesis doctoral: Colorado State University.
- Chávez Mora, M. (2013). *Modelado escala reducida de viviendas sobre arcillas expansivas*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Climate-data.org. (2012). *Clima: Santa Ana y Escazú*. Obtenido de <http://es.climate-data.org/location/873983/>
- Cornell University Agronomy . (2007). *Cation Exchange Capacity (CEC)*. Recuperado el 19 de 8 de 2016, de <http://nmisp.cals.cornell.edu/publications/factsheets/factsheet22.pdf>
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México: Limusa.
- Cuadros, J., & Dekov, V. (s.f.). *Mineralogical Society of Great Britain & Ireland and The Clay Minerals Society*. Recuperado el 16 de 8 de 2016, de <http://www.minersoc.org/photo.php?id=129>
- Das, B. (1999). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. México: Thomson Learning.
- Das, B. (2006). *Principles of Geotechnical Engineering*. Ontario, Canada: Thomson.
- Day, R. W. (2009). Foundations on Expansive Soils. En R. W. Day, *Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with the 2009 International Building Code*. New York: McGraw-Hill Professional.

- Delbos, E. (s.f.). *Mineralogical Society of Great Britain & Ireland and The Clay Minerals Society*. Recuperado el 15 de 8 de 2016, de <http://www.minersoc.org/photo.php?id=170>
- Delbos, E. (s.f.). *Mineralogical Society of Great Britain & Ireland and The Clay Minerals Society*. Recuperado el 14 de 8 de 2016, de <http://www.minersoc.org/photo.php?id=137>
- Deméneghi, A. (2012). Suelos cohesivos parcialmente saturados. *Geotecnia*, 22-30.
- Densel Salcedo. (s.f.). *Recimentación del claustro de Santa Rosa de Viterbo*. Recuperado el 10 de 9 de 2015, de <http://www.bidi.uson.mx/TesisIndice.aspx?tesis=9154>
- Denyer, P., & otros. (1994). *Atlas Geológico Gran Área Metropolitana*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Elgabú, H. M. (2013). *Critical evaluation of some suction measurement techniques*. Cardiff University: Tesis doctoral.
- EVS. (s.f.). *Volumetric water content*. Obtenido de <http://web.ead.anl.gov/resrad/datacoll/volcont.htm>
- Fredlund, D. G. (1987). Slope stability analysis incorporating the effect of soil suction. En M. Anderson, & K. Richards, *Slope stability*. John Wiley & Sons.
- Fredlund, D. G. (2006). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 132*, 286-321.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.
- Fredlund, D., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.
- Gaudette, H. E., & otros. (1964). The nature of Illite. *Clays and Clay Minerals 13th*, 33-48.
- Guggenheim, S., & Koster van Groos, A. (2001). Baseline studies of the clay Minerals Society source clays: Thermal Analysis. *Clays and Clay Minerals Vol. 49*, 433-443.
- Gutiérrez, M. (1975). *Suelos del Sur de San José*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Hauser, E., & Colombo, U. (1953). Colloid Science of Montmorillonites and Bentonites. *Clays and Clay Mineral Vol. 2*, 439-461.

- Hidalgo Arroyo, A. E. (2009). *Arcillas expansivas: comportamiento, identificación y propiedades una vez estabilizadas con el agente químico EcSS3000*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
- IMN. (Agosto de 2008). *El clima, su variabilidad y cambio climático en Costa Rica*. Recuperado el 24 de 07 de 2016, de http://www.cambioclimaticocr.com/multimedia/recursos/mod-1/Documentos/el_clima_variabilidad_y_cambio_climatico_en_cr_version_final.pdf
- International Code Council. (2006). *International building code*. Illinois: Country Club Hills.
- Jenny Tristá. (2015). *Comportamiento volumétrico de un suelo de la formación Capdevila en condiciones de saturación parcial*. La Habana: Revista Cubana de Ingeniería.
- Jiménez Salas, J. A., & DeJusto Alpañes, J. L. (1975). *Geotecnia y cimientos I*. Madrid: Rueda.
- Jonas, E., & Oliver, R. (1967). Size and shape of montmorillonite crystallites. *Clays and Clay Minerals 15th*, 27-33.
- Jonas, E., & Roberson, H. (1960). Particle size as a factor influencing expansion of the three layer clay minerals. *American Mineralogist V. 45*, 828-838.
- Jones, D., & Holtz, W. (1973). *Expansive Soils—The Hidden Disaster*. Nueva York: ASCE.
- Keller, W., & otros. (1980). Kaolin from the original Kauling (Gaoling) mine locality, Kiangsi province, China. *Clays and Clay Minerals*, 97-104.
- Lambe, W., & Whitman, R. (1972). *Mecánica de suelos*. Ciudad de México: Limusa.
- Lawton, E., & otros. (1989). Collapse of compacted clayey sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, V. 115*, 1252-1267.
- López Hernández, E. O. (2010). *Efecto del esfuerzo de succión en los cambios volumétricos de arcillas expansivas de Costa Rica*. Cartago, Costa Rica: Proyecto de graduación I.T.C.R.
- Mathieson, A., & Walker, G. F. (1954). Crystal structure of magnesium-vermiculite. *American Mineralogist Vol. 39*, 231-255.
- McKeen, G. R., & Lytton, R. L. (1984). Expansive Soil Pavement Design Using Case Studies. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Paper 17.*, 1421-1427.

- McKeen, R. G. (2001). Investigating Field Behavior of Expansive Clay Soils. *Expansive Clay Soils and Vegetative Influence on Shallow Foundations*, 82-94.
- Meza, V. E. (2012). Suelos parcialmente saturados, de la investigación a la cátedra universitaria. *Boletín de ciencias de la Tierra*, 23-38.
- Mindat. (s.f.). *Illite*. Recuperado el 14 de 8 de 2016, de <http://www.mindat.org/min-2011.html>
- Mindat. (s.f.). *Montmorillonite*. Recuperado el 15 de 8 de 2016, de <http://www.mindat.org/min-2821.html>
- Mineralogical Society of America. (1979). *Summary of recommendations of AIPEA nomenclature committee on clay minerals*. Recuperado el 10 de 08 de 2016, de http://www.minsocam.org/MSA/collectors_corner/arc/nomenclaturecl1.htm
- Mineralogical Society of America. (2001). *Handbook of Mineralogy*. Recuperado el 16 de 8 de 2016, de <http://www.handbookofmineralogy.com/pdfs/palygorskite.pdf>
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons.
- Mora, Á. (1993). *Estabilización de arcillas expansivas con cal*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Muñoz, E. C. (2012). *Estudio de un suelo arcilloso expansivo del Valle Central Occidental de Costa Rica para su uso como subrasante*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Murthy, V. (2003). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New York: Marcel Dekker.
- Nayak, N., & Christensen, W. (1970). Swelling characteristics of compacted, expansive soils. *Clays and Clay Minerals*, 251-261.
- Odio Salazar, M. (2000). *Manual de soluciones teórico-prácticas para el tratamiento de arcillas expansivas*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Perera, Y., & otros. (2005). Prediction of the Soil-Water Characteristic Curve Based on Grain-Size-Distribution and Index Properties. *Advances in Pavement Engineering*, 1-12.

- Purdue University Cooperative Extension Service. (s.f.). *Fundamentals of Soil Cation Exchange Capacity (CEC)*. Recuperado el 19 de 8 de 2016, de <https://www.extension.purdue.edu/extmedia/ay/ay-238.html>
- Quirós Arroyo, M. (1985). *Efecto de suelos expansivos en la cimentación de estructuras livianas*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Ramírez De Algarra, D. (2013). *Comparación de propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación de un suelo arcilloso de subrasante*. San José: Trabajo final de graduación U.C.R.
- Rayner, J. H., & Brown, G. (1973). The Crystal Structure of Talc. *Clays and Clay Minerals Vol. 21*, 103-114.
- Rico, A., & Del Castillo, H. (1977). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres Vol. 1*. D.F., México: Limusa.
- Rico, A., & Del Castillo, H. (1977). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres Vol. 2*. D.F., México: Limusa.
- Rodríguez, M. (1974). *Pavimentos sobre arcillas expansivas*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Roe, M. (s.f.). *Mineralogical Society of Great Britain & Ireland and The Clay Minerals Society*. Recuperado el 14 de 8 de 2016, de <http://www.minersoc.org/photo.php?id=93>
- Ross, C. S., & Hendricks, S. B. (1945). Minerals of the montmorillonite group, their origin and relation to soils and clays. *US Geological Survey Professional Paper 205-B*, 23-79.
- Rust, S. (s.f.). *Mindat.org*. Recuperado el 16 de 8 de 2016, de <http://www.mindat.org/gm/139>
- Schilling, M. (1990). Effects of Sample Size and Packing in the Thermogravimetric Analysis of Calcium Montmorillonite STx-1. *Clays and Clay Minerals Vol. 38*, 556-558.
- Skiba, M. (s.f.). *Mineralogical Society of Great Britain & Ireland and The Clay Minerals Society*. Recuperado el 16 de 8 de 2016, de <http://www.minersoc.org/photo.php?id=69>
- Snethen, D., & otros. (1975). *A review of engineering experiences with expansive soils in highway subgrades*. Washington, D.C.: U. S. Army Engineer Waterways Experiment.

- Soilmoisture. (2009). 2100F Soilmoisture probe operating instructions. Obtenido de <https://www.soilmoisture.com/landing.php>
- Solano Romero, R. (1997). *Estabilización de arcillas expansivas con agentes químicos*. San José, Costa Rica:: Proyecto de graduación U.C.R.
- Song, K., & Sandí, G. (2001). Characterization of montmorillonite surfaces after modification by organosilane. *Clays and Clay Minerals V. 49*, 119-125.
- Sudjiant, A. (2012). *The Effects of Water Contents on Free Swelling of Expansive Soil*. Indonesia: International Journal of Civil & Environmental Engineering.
- Tapia Balladares, M. A. (1990). *Estabilización de arcillas expansivas*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Torrence Martin, R. (1960). Adsorbed Water on Clay: A Review. *Clays and Clay Minerals Vol. 9*, 28-70.
- UMR. (2016). *Rock joints, specific surface area, and weathering-Part 2*. Obtenido de <http://slideplayer.com/slide/5088364/>
- UNED. (s.f.). *Grupo de las esmectitas*. Recuperado el 08 de 11 de 2015, de http://www.uned.es/cristamine/min_descr/grupos/esmectitas_gr.htm
- Valerio Salas, O. (2003). *Evaluación del método de aislamiento de humedad para estructuras livianas y caracterización geotécnica de las arcillas expansivas*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- van Genuchten, M., Leij, F., & Yates, S. (1991). *The RETC Code for Quantifying the Hydraulic Functions of Unsaturated Soils*. Ada, Oklahoma: Robert S. Kerr Environmental Research Laboratory, Office of Research and Development, U.S. Environmental Protection Agency.
- Vanapalli, S., & Fredlund, D. (2000). Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength. *GeoDenver Conference*, 195-209.
- Vardanega, P., & Haigh, S. (2014). The undrained strength - liquidity index relationship. *Canadian Geotechnical Journal Vol. 51*, 1073-1086.
- Vargas Monge, W. (2014). Notas del curso Mecánica de suelos I. *EIC*.
- VaxaSoftware. (s.f.). *Densidad del agua líquida entre 0 °C y 100 °C*. Obtenido de http://www.vaxasoftware.com/doc_edu/qui/denh2o.pdf

- Vernay, M., Morvan, M., & Breul, P. (2016). *Influence of saturation degree and role of suction in unsaturated soils behaviour: application to liquefaction*. Paris, Francia: 3rd European conference of unsaturated soils.
- Villalobos Montero, L. R. (1991). *Determinacion de cambios volumetricos en arcillas expansivas*. San José, Costa Rica: Proyecto de graduación U.C.R.
- Villegas V., R. E., & otros. (2012). *Procedimientos para la caracterización de ligantes asfálticos modificados*. San José, Costa Rica: Lanamme.
- Walker, G. F. (1955). The Mechanism of Dehydration of Mg-Vermiculite. *Clays and Clay Minerals Vol. 4*, 101-115.
- Weatherford Laboratories. (28 de 10 de 1998). *Montmorillonite*. Recuperado el 15 de 08 de 2016, de http://webmineral.com/specimens/picshow.php?id=1285&target=Montmorillonite#.V7GJg_nhDIV
- Zordan, A. (s.f.). *Mindat.org*. Recuperado el 16 de 8 de 2016, de <http://www.mindat.org/gm/3072>

Anexos

Anexo A. Figuras complementarias.

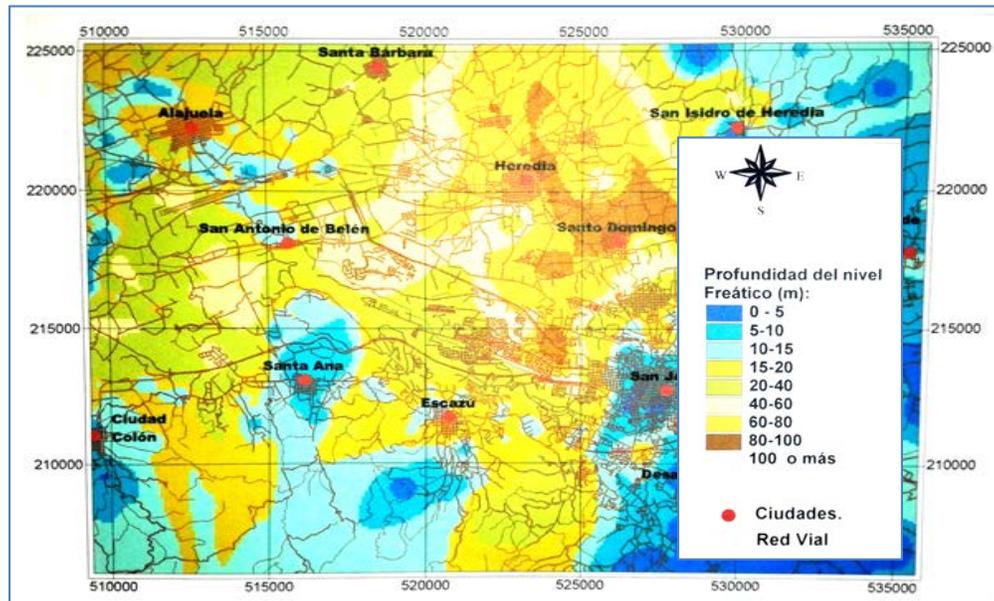


Figura A. 1. Nivel freático en el oeste de la GAM

Fuente: Bogantes, 1999.

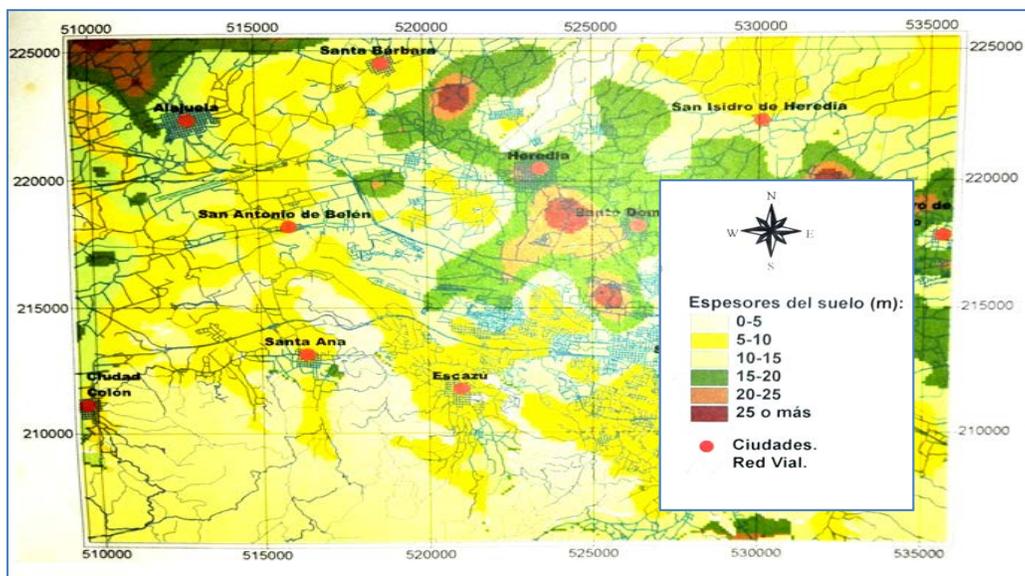


Figura A. 2. Espesores de suelo en el oeste de la GAM

Fuente: Bogantes, 1999.

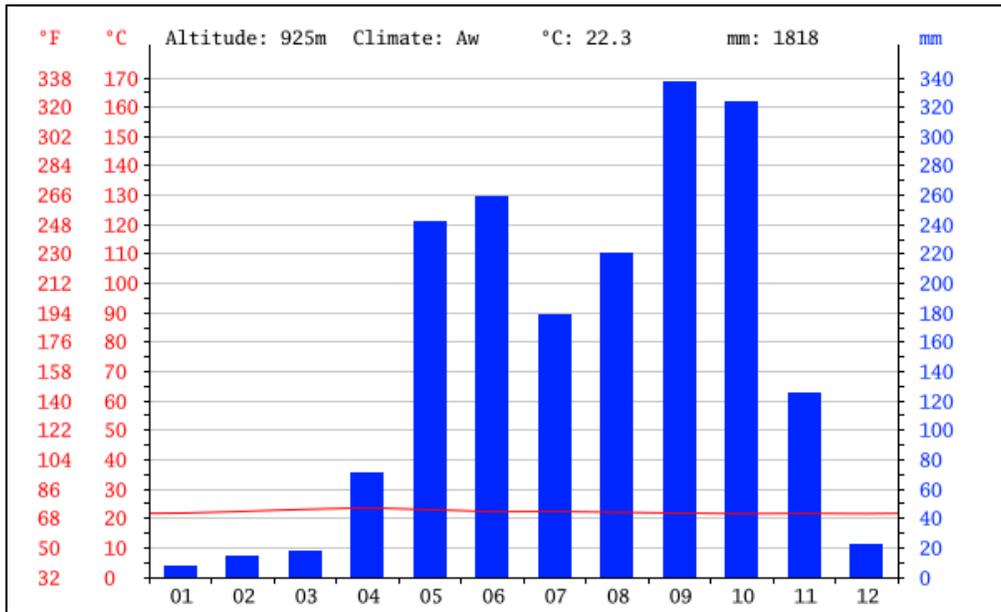


Figura A. 3. Precipitación mensual típica de Santa Ana.

Fuente: Climate-data.org, 2012.

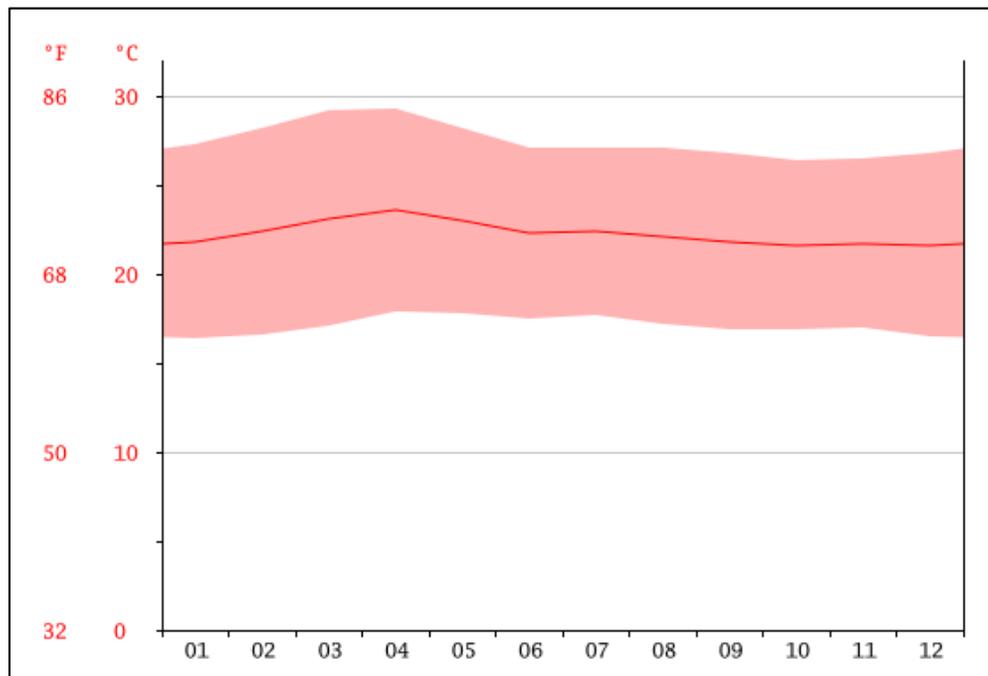


Figura A. 4. Temperatura media mensual típica de Santa Ana.

Fuente: Climate-data.org, 2012.

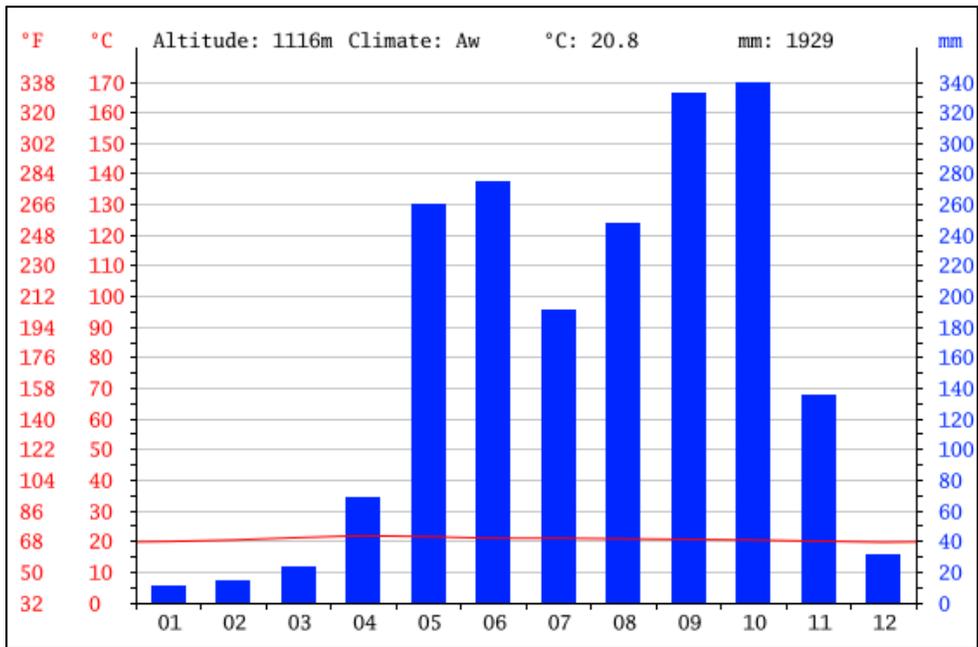


Figura A. 5. Precipitación mensual típica de Escazú.

Fuente: Climate-data.org, 2012.

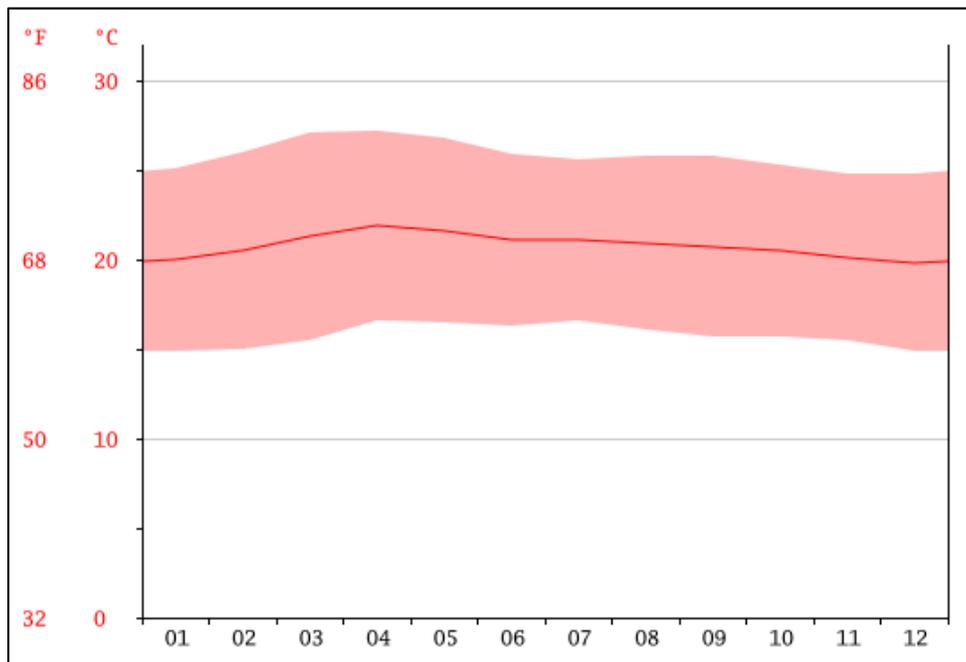


Figura A. 6. Temperatura media mensual típica de Escazú.

Fuente: Climate-data.org, 2012.

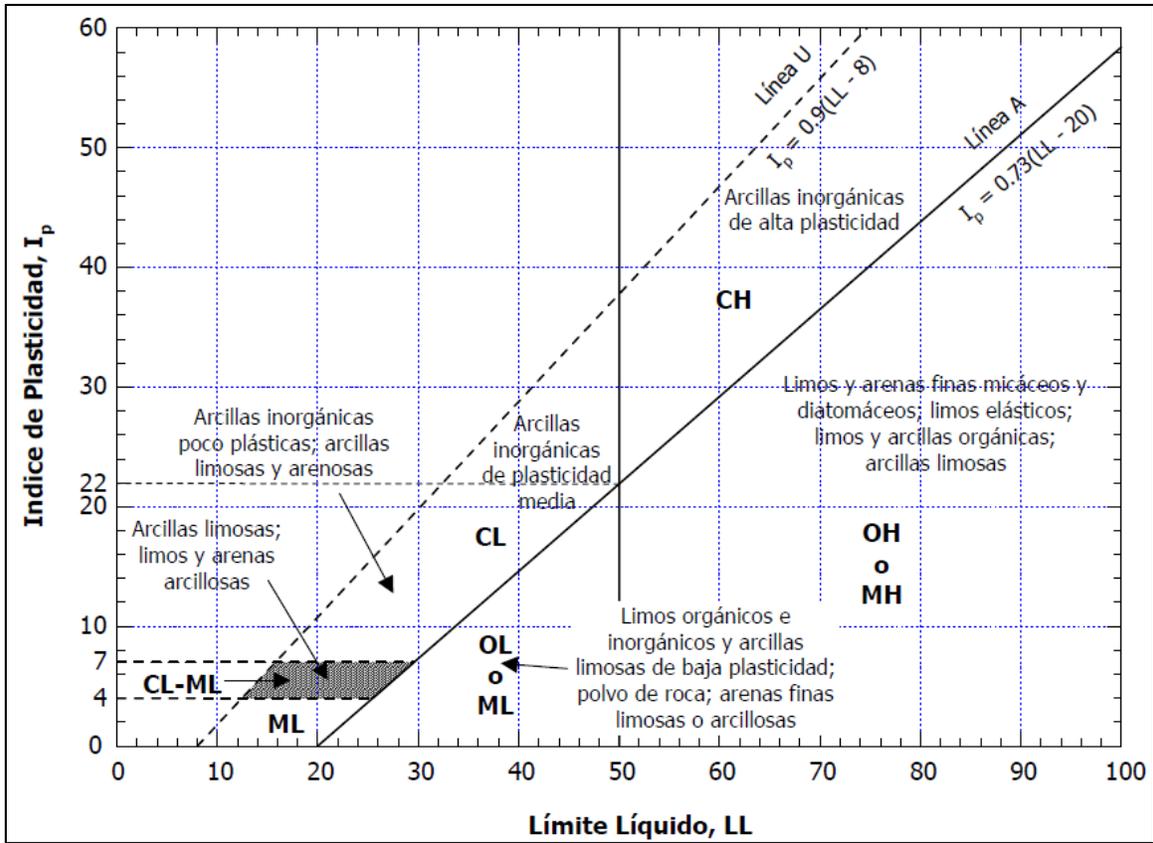


Figura A. 7. Plasticidad típica de algunos suelos.

Fuente: Lambe & Whitman, 1972.

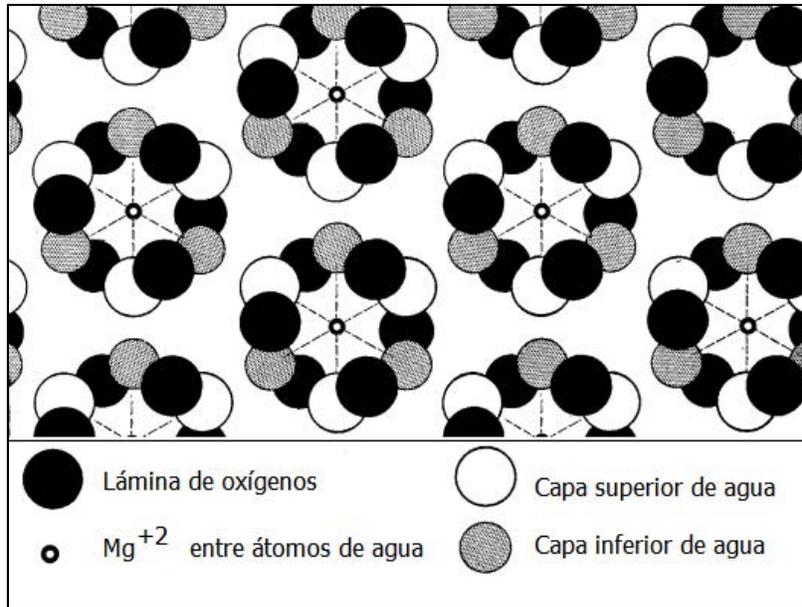


Figura A. 8. Retículos dobles de agua interlaminar de la vermiculita, vista en planta.

Fuente: Walker, 1955.

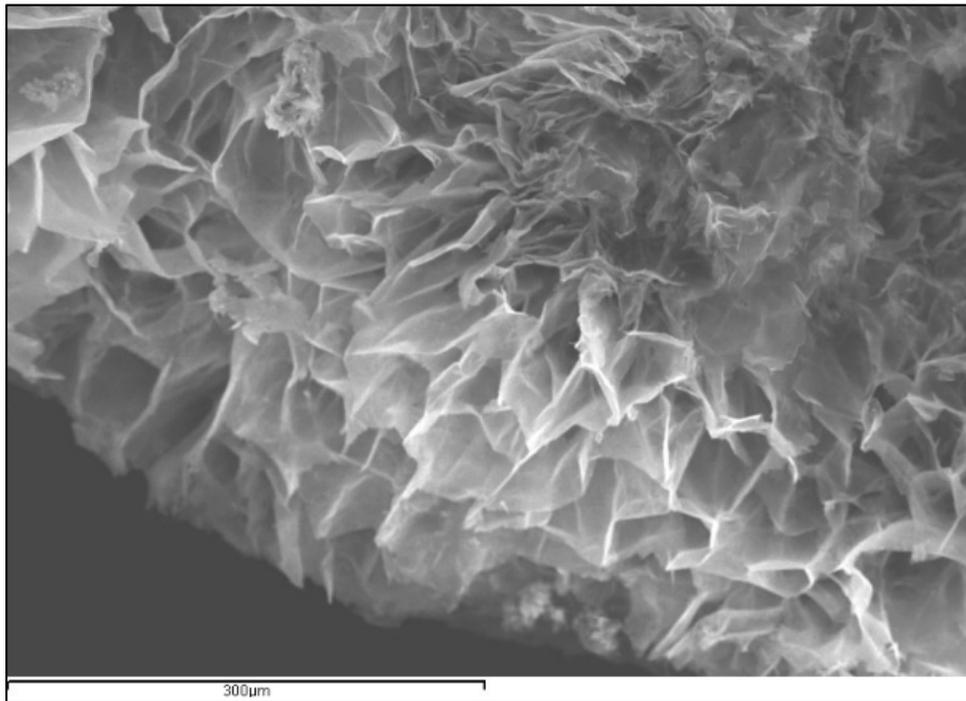


Figura A. 9. Espécimen de Fe-talco, encontrado en East Seamont, Reino Unido.

Fuente : Cuadros & Dekov, s.f.



Figura A. 10. Espécimen fibroso blanco de palygorskita, 1 cm de altura, cantera de Grolla, Vincentino, Italia.

Fuente: Zordan, s.f.

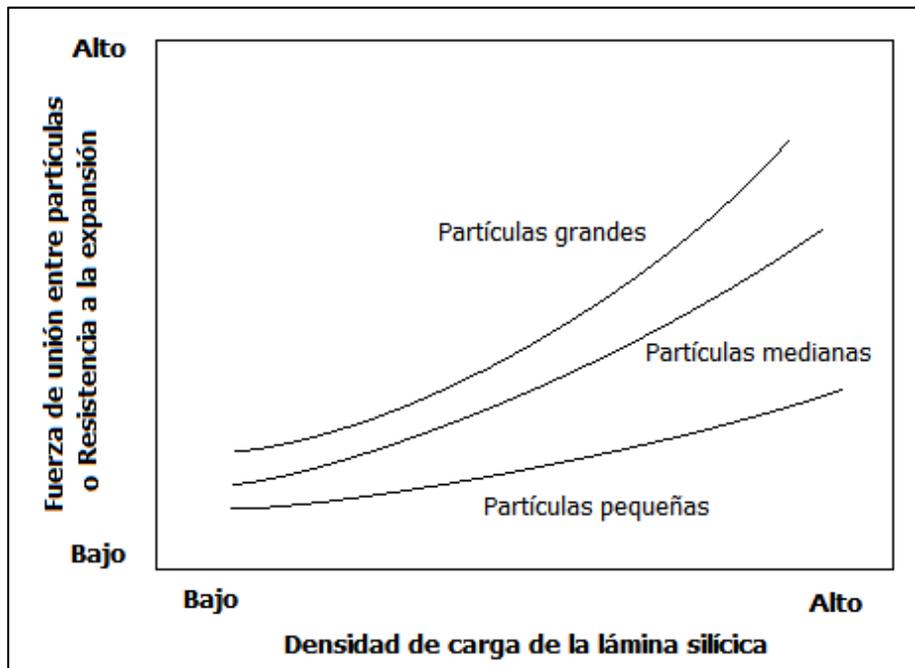


Figura A. 11. Resistencia teórica a la expansión de minerales arcillosos, en función de la densidad de carga y el tamaño de partícula.

Fuente: Jonas & Roberson, 1960.

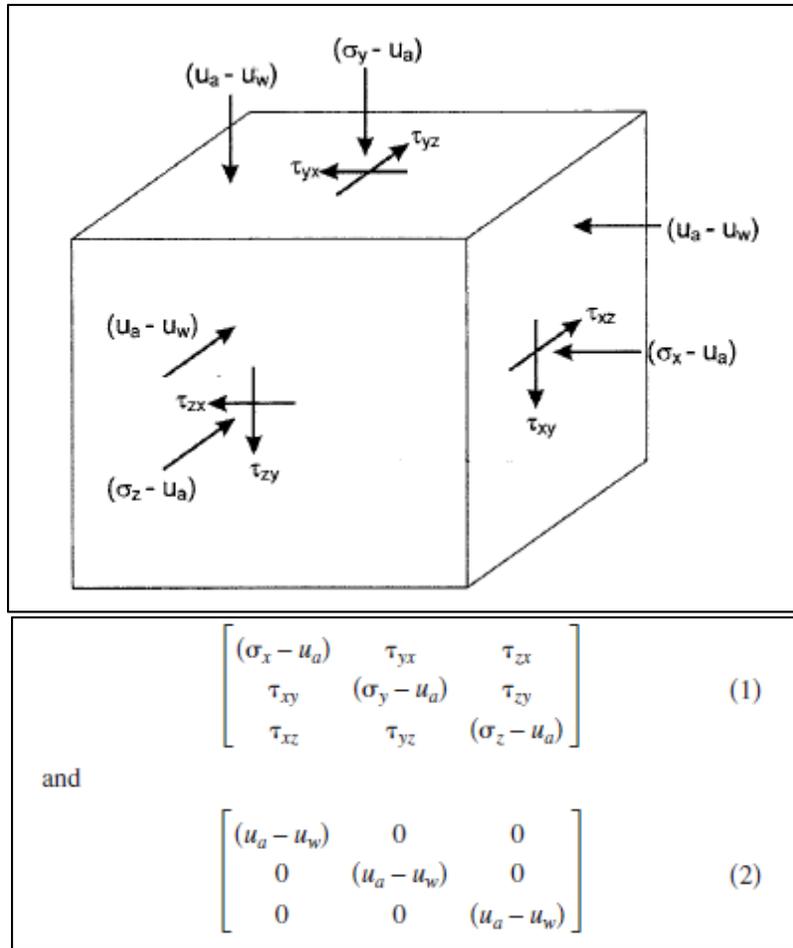


Figura A. 12. Representación gráfica y matricial de los estados de estrés en un punto de un suelo no saturado.

Fuente: Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012.



Figura A. 13. Extracción de la muestra Suelo 3 en Cerro Coyotes.



Figura A. 14. Remoldeo y corroboración de la masa del suelo de la muestra para usar en consolidómetro.



Figura A. 15. Extracción de discos de suelo para la prueba del tensiómetro, a.



Figura A. 16. Extracción de discos de suelo para la prueba del tensiómetro, b.

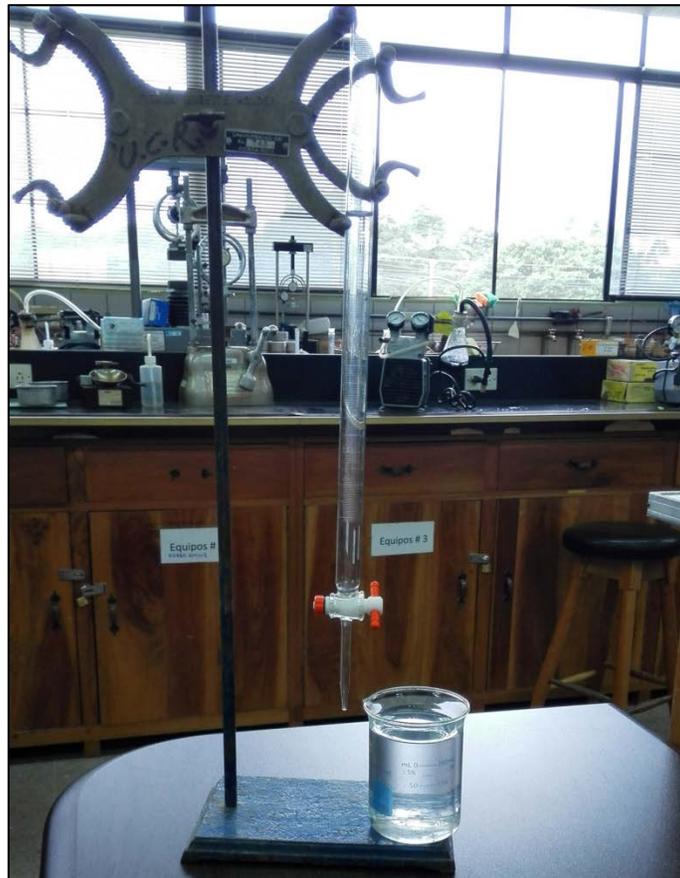


Figura A. 17. Beaker de evaporación ambiental y bureta graduada usados para determinar la absorción del suelo en la prueba de expansión libre.

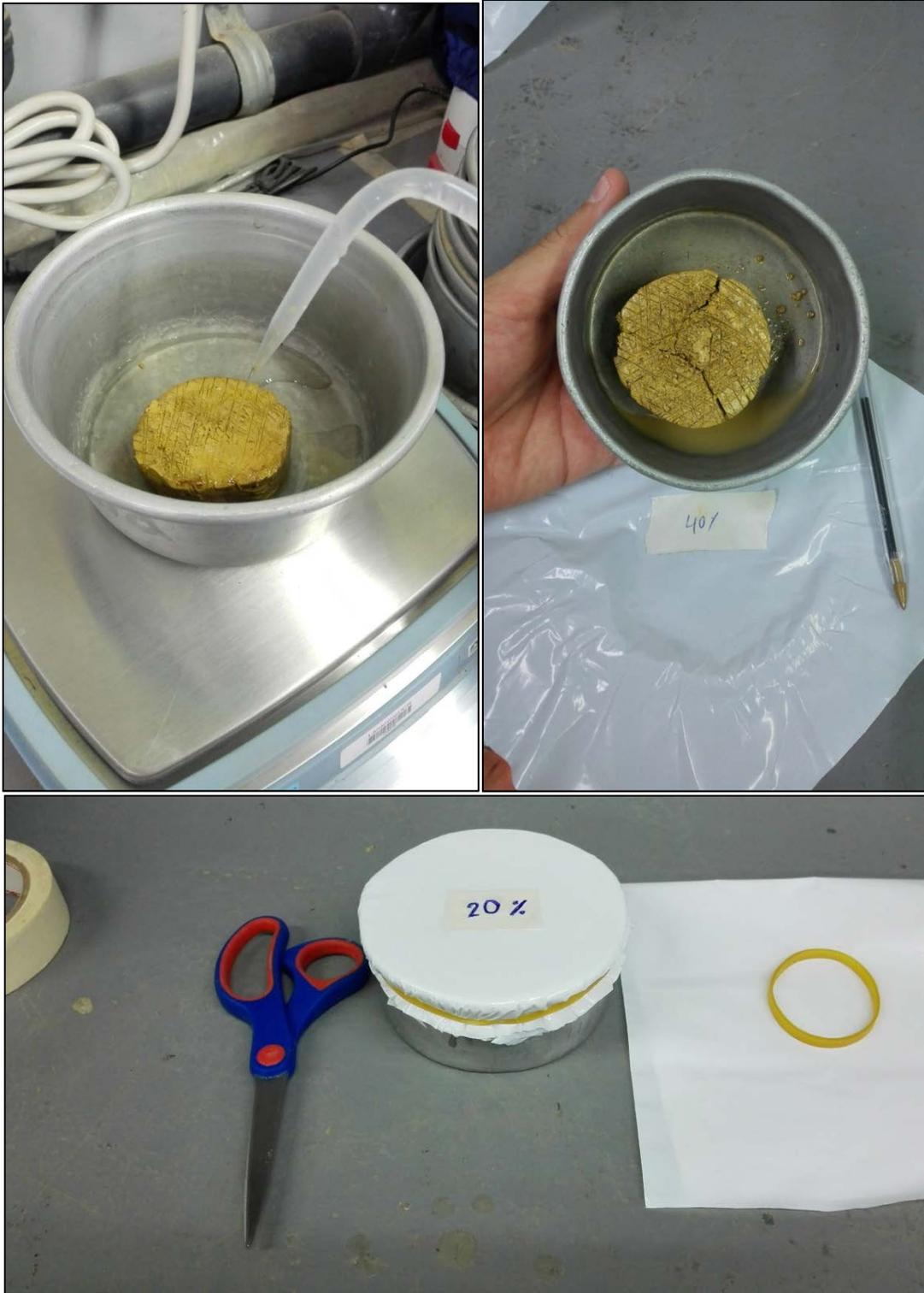


Figura A. 18. Sellado del recipiente e identificación de la humedad aproximada de las muestras para ser usadas en el tensiómetro.



Figura A. 19. Purga del tensiómetro con bomba eléctrica de vacío.



Figura A. 20. Determinación del área de evaporación de la celda de consolidación.

Anexo B. Formación de minerales arcillosos.

Texto extraído de las notas de Vargas Monge, 2014.

El orden de formación y aparición de los diferentes minerales arcillosos en el proceso de meteorización depende de varios factores ambientales, entre los que se destacan la humedad, la temperatura y la pendiente del terreno. La presencia de humedad (agua subterránea) es necesaria para que ocurran las reacciones, las cuales en general se aceleran con las temperaturas elevadas. La pendiente del terreno condiciona el flujo del agua subterránea y determina si los productos de las reacciones, sean estos solubles o no, se moverán verticalmente (terreno horizontal) y acumularán en un horizonte inferior de meteorización o si serán eliminados de su sitio de origen por el flujo lateral (terreno inclinado). La presencia de los productos de la meteorización afecta la tasa de las reacciones, puesto que usualmente estos son hidrófilos o de mayor afinidad con el agua que los minerales de los cuales se derivan y, consecuentemente, reducen la humedad disponible.

A partir de su estructura molecular y de su frecuencia de aparición en diferentes condiciones ambientales, es posible ordenar los minerales arcillosos según se muestra en la Figura A. 21. Según se puede observar, la montmorillonita, la caolinita y, por último, los óxidos de hierro y aluminio son los productos que denotan el mayor grado de meteorización, mientras que la illita, la vermiculita y la clorita son productos de etapas relativamente tempranas del proceso.

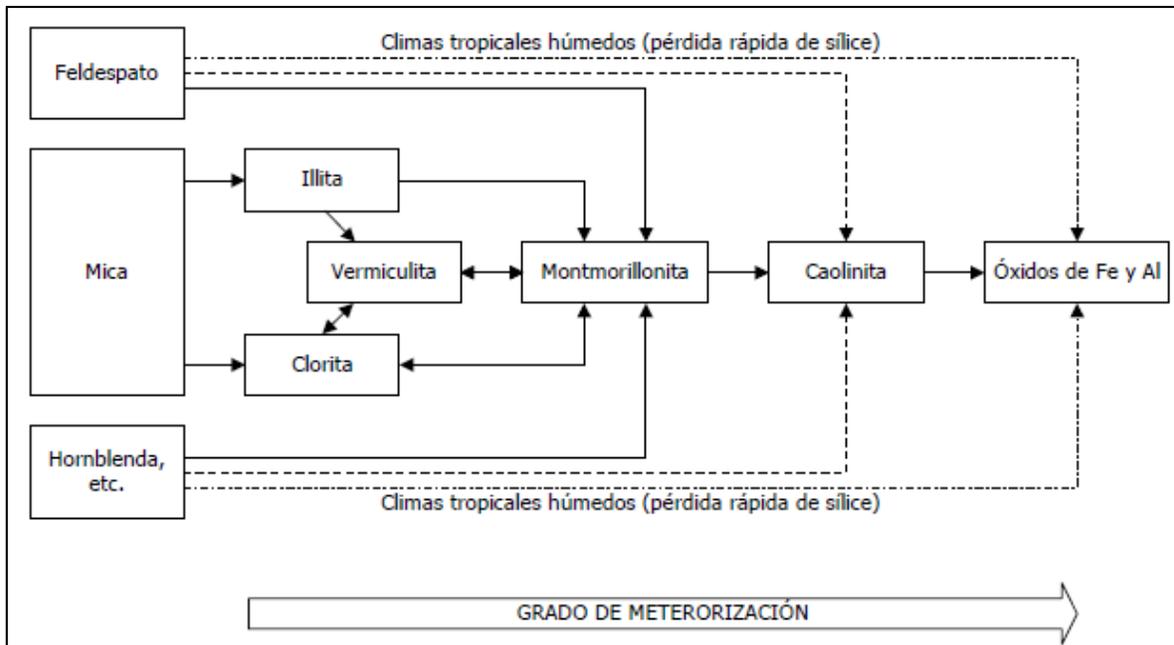


Figura A. 21. Formación de minerales arcillosos por meteorización química de los minerales de rocas ígneas.

Fuente: Selby, 1998, según Vargas Monge, 2014.

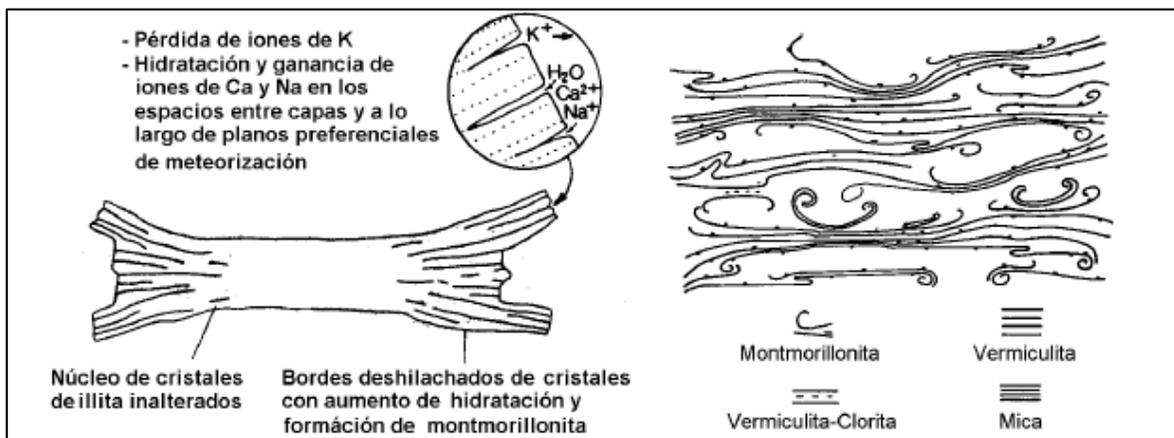


Figura A. 22. Proceso de descomposición de un cristal de mineral de roca y aparición de minerales arcillosos.

Fuente: Selby, 1998, citado por Vargas Monge, 2014.

Los estudios sobre la relación entre el contenido relativo de minerales arcillosos y los factores ambientales demuestran los principios generales mencionados anteriormente. La

Figura A. 23 muestra los contenidos relativos de minerales arcillosos en suelos residuales derivados de rocas ígneas en función de la precipitación promedio anual en Hawai. Se puede observar que la esmectita o montmorillonita es más frecuente en ambientes con baja precipitación (baja velocidad de reacciones), mientras que la caolinita y la gibbsita (óxido) son más frecuentes en ambientes con alta precipitación. También se observa que la caolinita es el mineral más frecuente en términos generales.

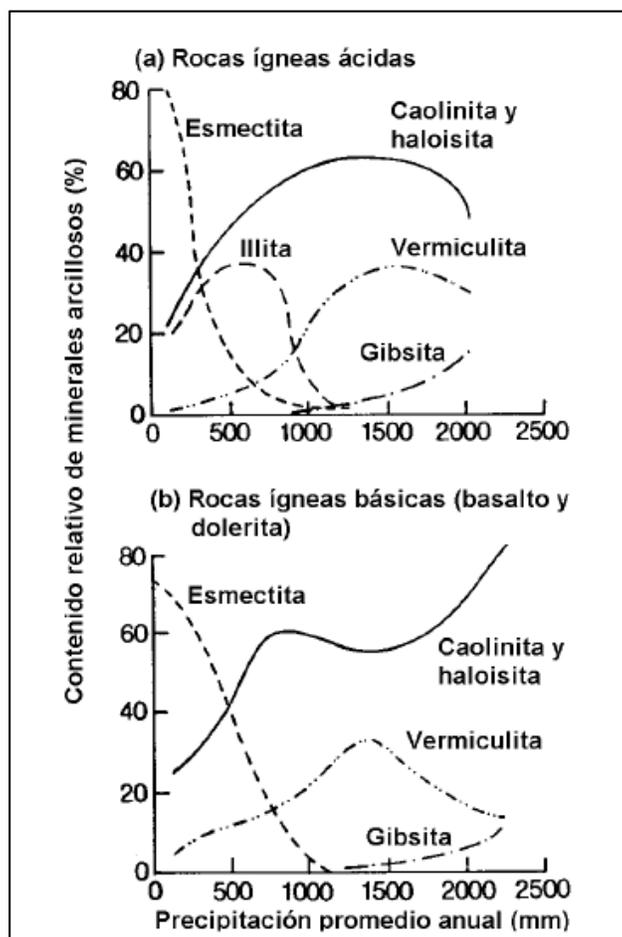


Figura A. 23. Relación entre humedad disponible en el terreno (directamente proporcional a la precipitación promedio anual) y frecuencia de aparición (contenido relativo) de minerales arcillosos en los suelos de las islas Hawai.

Fuente: Selby, 1998, citado por Vargas Monge, 2014.

La humedad constante y temperatura elevada de los climas tropicales lluviosos como el de Costa Rica favorece la formación rápida de caolinita y óxidos de hierro o aluminio, especialmente en las zonas de mayor pendiente del terreno, lo cual favorece la movilización rápida de los productos solubles en el agua. Los suelos residuales en estas zonas tienden a mostrar una coloración que varía de amarillenta a café y llega por último a rojiza en función del grado de meteorización.

En zonas tropicales de topografía plana, donde se da una variación estacional de la humedad y existe un periodo seco bien definido y prolongado como en Guanacaste o el oeste del Valle Central, los suelos residuales pueden retener una mayor cantidad de productos de la meteorización química, tales como compuestos solubles en agua e iones metálicos libres, y eso produce un cambio en las reacciones y el tipo de minerales resultantes. En estas condiciones es posible encontrar una mayor concentración de montmorillonita o illita, las cuales dan a los suelos una coloración grisácea oscura o negruzca. Estos minerales además hacen que los suelos sean expansivos. La meteorización de las cenizas volcánicas produce alofana y haloisita (suelos limosos) en primera instancia y posteriormente caolinita, montmorillonita y óxidos de hierro o aluminio (suelos arcillosos).

Anexo C. Mineralogía de las arcillas.

A nivel básico molecular, los filosilicatos están conformados por dos tipos de unidades: tetraedros de sílice y octaedros. Los primeros constan de cuatro átomos de oxígeno unidos a un átomo de silicio, y los segundos de seis átomos de oxígeno o hidroxilo (OH⁻) rodeando a un átomo de aluminio (u otros átomos de sustitución isomorfa, como se explicará más adelante). En la Figura A. 24 se ilustran tales unidades moleculares.

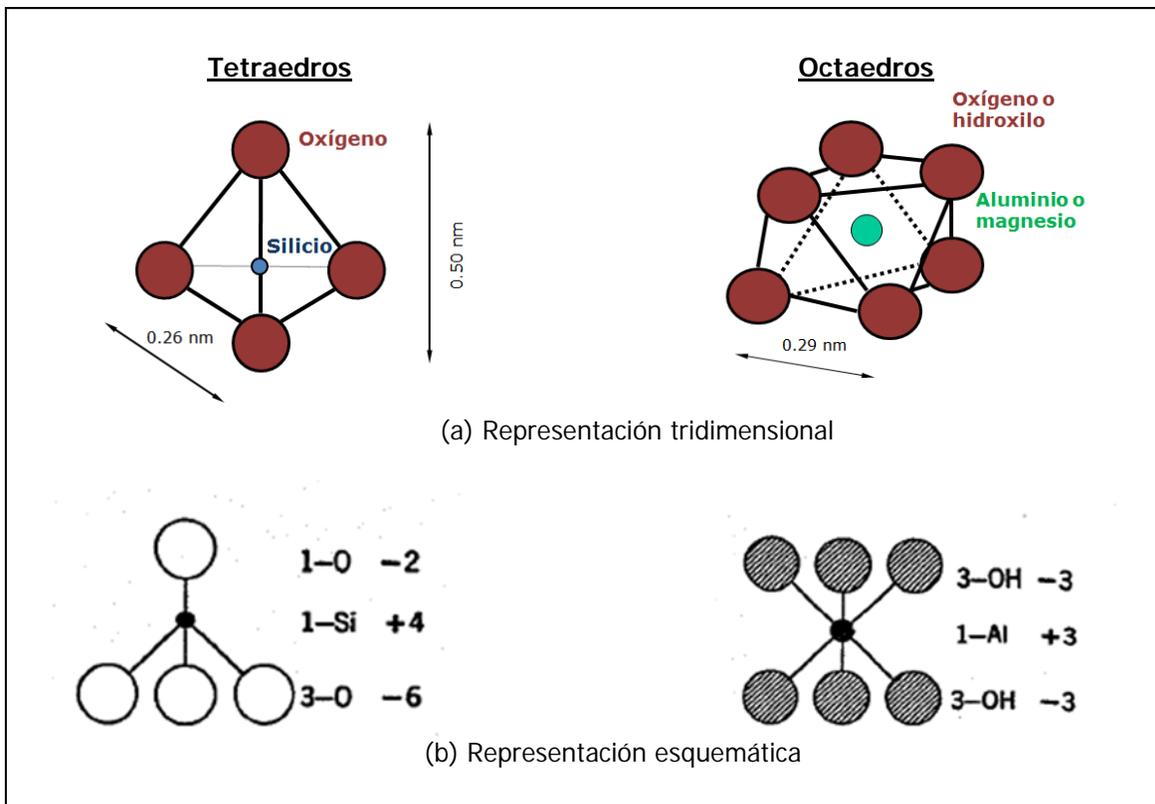


Figura A. 24. Moléculas básicas de aluminosilicatos.

Fuente: Vargas Monge, 2014; Lambe & Whitman, 1979.

Los tetraedros y los octaedros no son neutros eléctricamente y por lo tanto no pueden existir como unidades aisladas. Por esto, dichas unidades se unen lateralmente, compartiendo los oxígenos en los ápices o en las aristas, formando estructuras cristalinas tipo capa o laminilla. Con base en la composición química, se pueden identificar cuatro estructuras laminares básicas. Estas se presentan en la Figura A. 25 y Figura A. 26. Nótese que las láminas gibbsita y brucita están balanceadas eléctricamente y existen como tales en la naturaleza. En sentido estricto, la gibbsita y brucita pertenecen a la familia de los óxidos y no de los silicatos, sin embargo, no es posible explicar la composición de los aluminosilicatos de arcilla sin describir tales óxidos, por tanto se incluyen en esta sección (Lambe & Whitman, 1972).

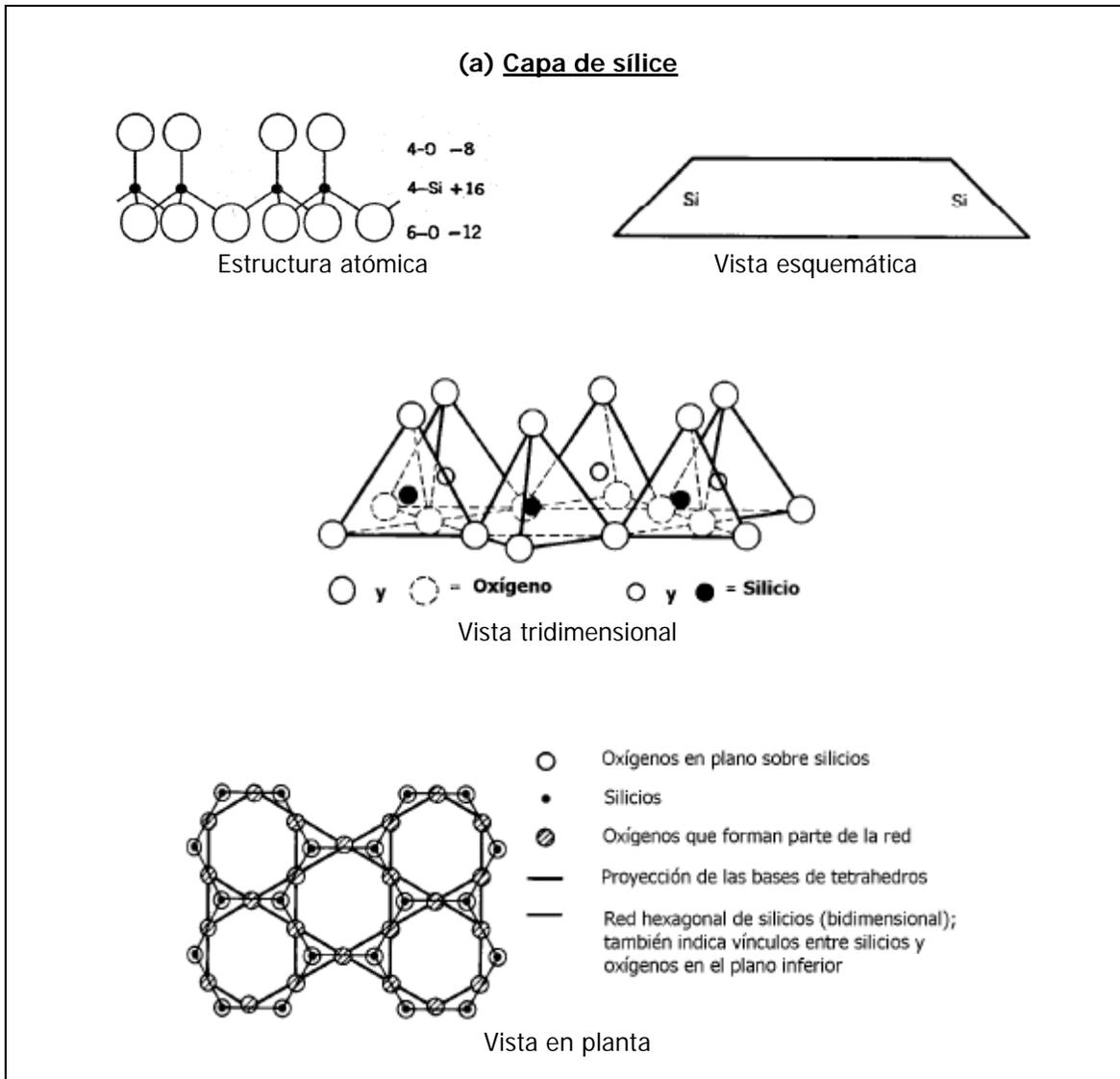
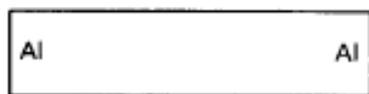


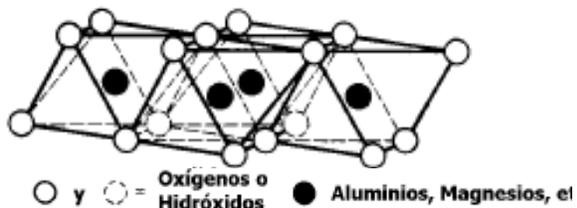
Figura A. 25. Descripción de la capa de sílice.

Fuente: Holtz & Kovacs, 1981; Lambe & Whitman, 1979.

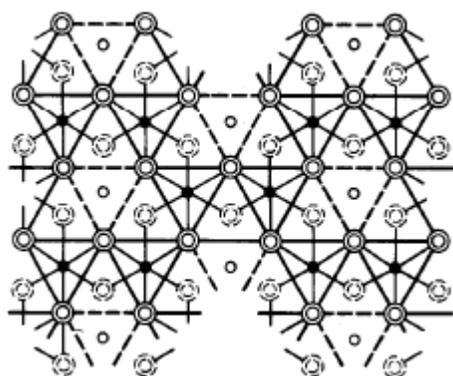
(b) Capa de alúmina o magnesio



Vista esquemática



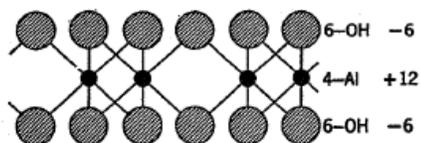
Vista tridimensional



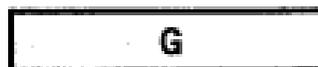
Vista en planta

- ⊙ Hidróxidos en el plano superior
- Aluminios
- Posiciones vacantes en octaedro (llenas en las capas de brucita)
- ⊙ Hidróxidos en el plano inferior
- Planos (caras) de octaedros de alúmina paralelos al plano inferior de hidróxidos
- - - Planos (caras) de octaedros vacantes paralelos al plano inferior de hidróxidos
- Uniones entre aluminios e hidróxidos (6 desde cada aluminio)

(c) Gibbsita

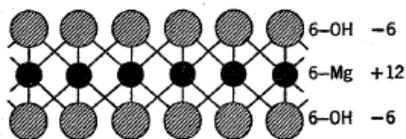


Estructura atómica

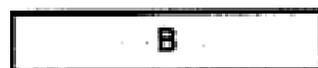


Vista esquemática

(d) Brucita



Estructura atómica



Vista esquemática

Figura A. 26. Descripción de capas básicas que conforman aluminosilicatos.

Fuente: Holtz & Kovacs, 1981; Lambe & Whitman, 1979.

La forma particular en que las capas tetraédricas y octaédricas se unen, constituyen los diferentes minerales de arcilla. Antes de mencionar la clasificación de las arcillas, los conceptos de sustitución isomorfa y estructuración explicados a continuación son claves en la comprensión de tales minerales.

Sustitución isomorfa: este fenómeno consiste en el reemplazamiento de un átomo por otro (isomorfa= "de la misma forma"); por ejemplo, uno de los lugares del átomo de silicio (Si^{+4}), en la Figura A. 24, podría sustituirse por uno de aluminio (Al^{+3}). Este cambio produce dos efectos importantes: a) aumento de la carga negativa debido a la disminución en la valencia; b) una ligera distorsión de la estructura cristalina por el cambio de átomos con diferente radio atómico. Otros iones de posible sustitución isomorfa son el magnesio (Mg^{+2}) y el hierro (Fe^{+3} , Fe^{+2}) y en menor medida, manganeso (Mn^{+2} , Mn^{+3}), titanio (Ti^{+4}), níquel (Ni^{+2}) y litio (Li^{+1}) (Ross & Hendricks, 1945). En la sección 2.8 se explica el efecto de los desbalances iónicos en el comportamiento de las arcillas.

Estructuración: según el arreglo que presenten, se definen tres tipos de paquetes laminares básicos que constituyen los minerales arcillosos:

- Minerales bicapa, composición 1:1, constan de una lámina silícica y una alumínica.
- Minerales tricapa, composición 2:1, una lámina alumínica entre dos láminas de sílice.
- Minerales de composición 2:1:1, una lámina alumínica entre dos láminas silícicas, con una lámina alumínica adicional.

Una partícula mineral generalmente está conformada por decenas o hasta cientos de capas dispuestas en estratos. En la Figura A. 27 se ilustran los arreglos mencionados.

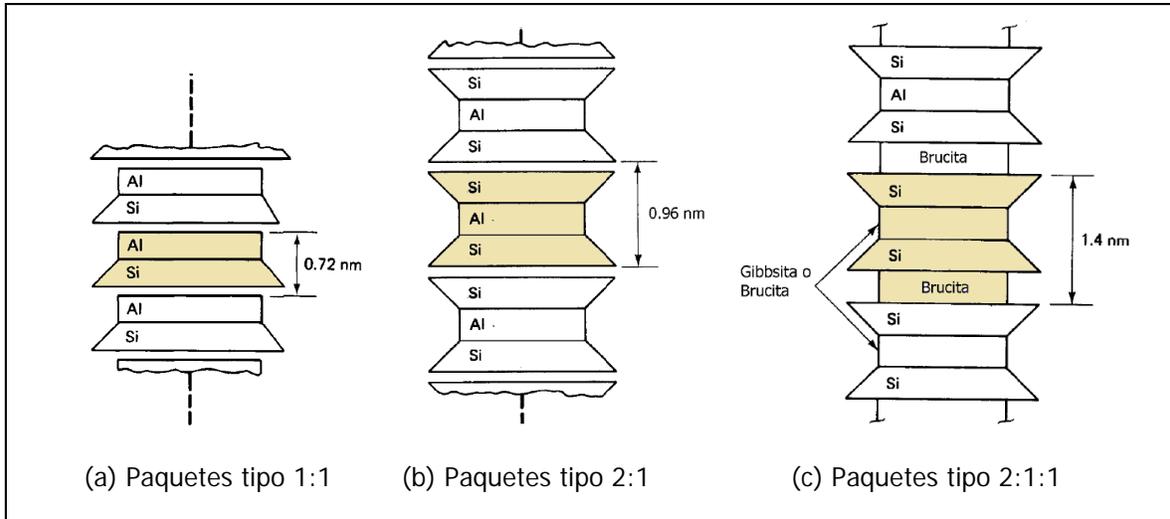


Figura A. 27. Clasificación de los paquetes estructurales que conforman las arcillas.

Fuente: Holtz & Kovacs, 1981.

Anexo D. Datos de resultados adicionales.

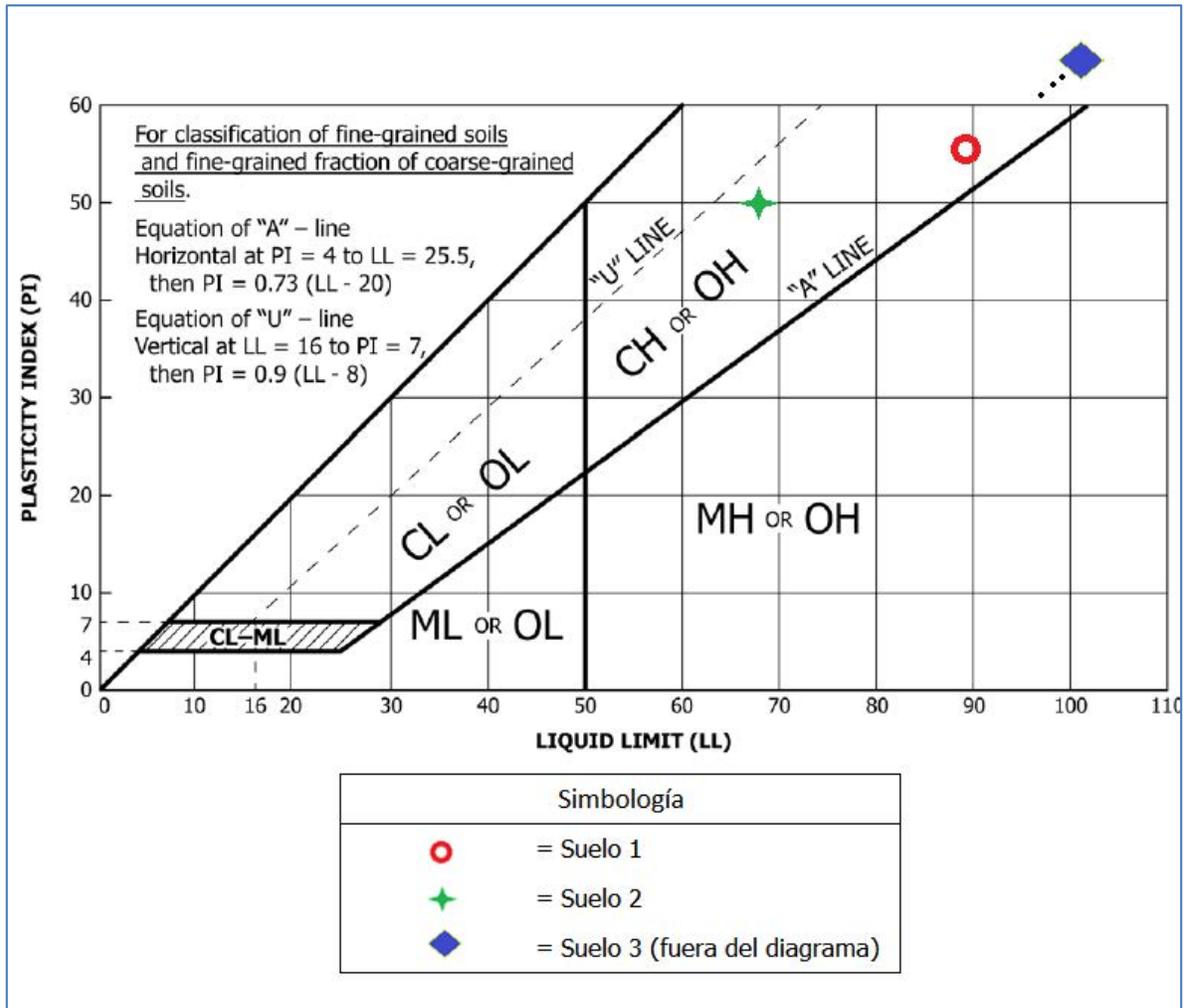


Figura A. 28. Clasificación de los suelos observados según la carta de plasticidad de SUCS.

Fuente: ASTM D2487, 2011.

Modificado por: el autor, 2016.

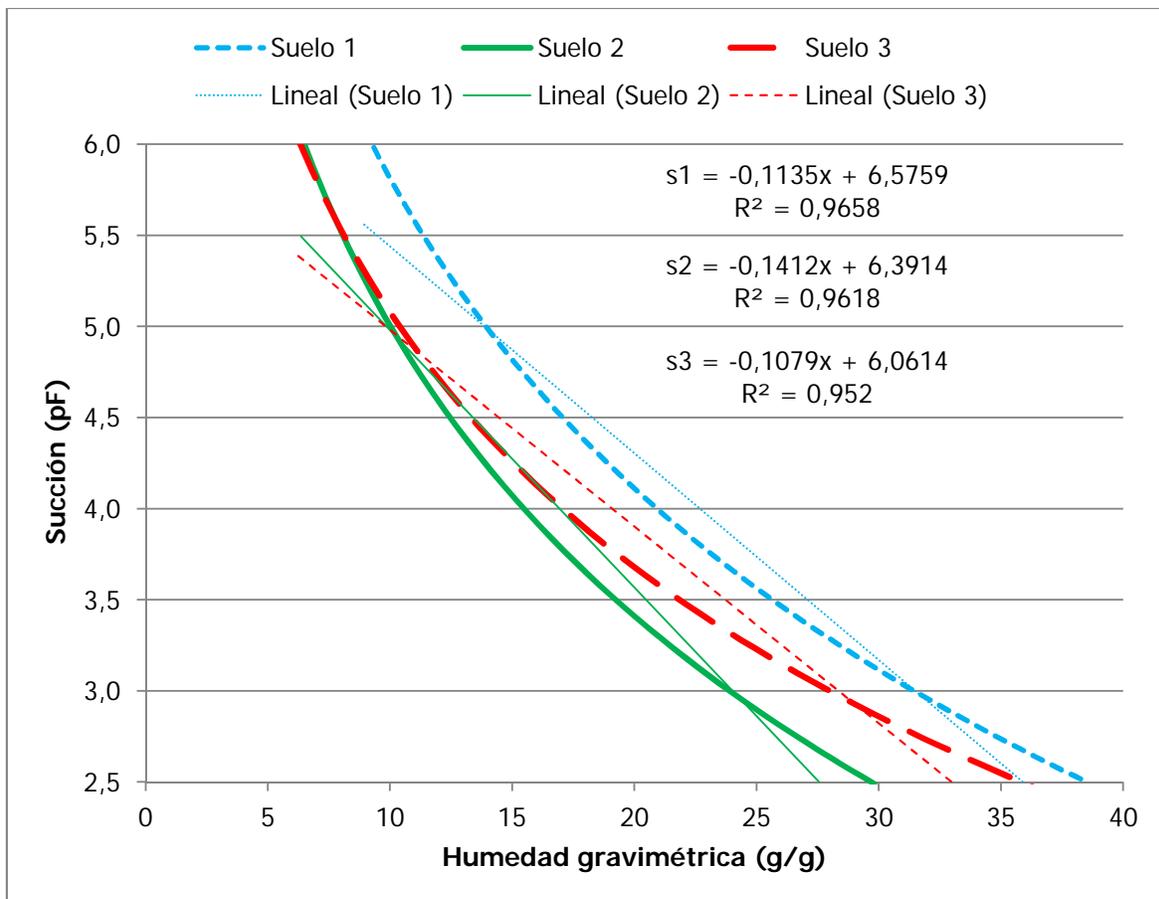


Figura A. 29. Pendiente de McKeen obtenida a partir del ajuste de los datos experimentales con el programa RETC.

▼ TABLA 1.4 Pesos específicos de sólidos de algunos suelos

Tipo de suelo	G_s
Arena de cuarzo	2.64–2.66
Limo	2.67–2.73
Arcilla	2.70–2.9
Yeso	2.60–2.75
Loes	2.65–2.73
Turbo	1.30–1.9

▼ TABLA 1.5 Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos

Tipo de suelo	Relación de vacíos e	Contenido de agua natural en condición saturada (%)	Peso específico seco, γ_d	
			(lb/pie ³)	(kN/m ³)
Arena uniforme suelta	0.8	30	92	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	115	18
Arena limosa suelta de grano anguloso	0.65	25	102	16
Arena limosa densa de grano anguloso	0.4	15	120	19
Arcilla dura	0.6	21	108	17
Arcilla suave	0.9–1.4	30–50	73–92	11.5–14.5
Loes	0.9	25	86	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5–3.2	90–120	38–51	6–8
Morrena glacial	0.3	10	134	21

Figura A. 30. Características físicas normales de algunos suelos.

Fuente: Das, 2006.

Anexo E. Datos adicionales de laboratorio, Suelo 1, M-0756-16.

ΔH (mm)	S (V/V)	Se	$h=\Psi_m$ (cmH ₂ O)	$h=\Psi_m$ (kPa)	σ (kPa)	X Bishop	σ' (kPa)	ϵ (m/m)
0	0,98078	0,6813	377,5	37,0	0,42	0,981	36,7	0,00
0	0,98078	0,6813	377,5	37,0	1,02	0,981	37,3	0,00
0	0,98078	0,6813	377,5	37,0	1,02	0,981	37,3	0,00
0,05	0,97563	0,6796	382,9	37,5	1,02	0,976	37,7	0,00
0,18	0,96250	0,6752	397,2	39,0	1,02	0,963	38,5	0,01
0,34	1	0,7076	303,9	29,8	1,02	1	30,8	0,02
0,37	1	0,7088	300,9	29,5	1,02	1	30,5	0,02
0,44	1	0,7114	294,7	28,9	1,02	1	29,9	0,02
0,46	1	0,7119	293,6	28,8	1,02	1	29,8	0,02
0,46	1	0,7122	292,9	28,7	1,02	1	29,7	0,02
0,47	1	0,7123	292,6	28,7	1,02	1	29,7	0,02
0,47	1	0,7123	292,6	28,7	1,02	1	29,7	0,02
0,47	1			0	1,02	1	1,0	0,02
0,29	1			0	12,56	1	12,6	0,01
0,13	1			0	24,92	1	24,9	0,01
-0,09	1			0	49,95	1	49,9	0,00
-0,42	1			0	100,32	1	100,3	-0,02
-0,88	1			0	200,86	1	200,9	-0,04
-1,45	1			0	401,57	1	401,6	-0,07
-2,15	1			0	803,78	1	803,8	-0,11
-2,95	1			0	1630,82	1	1630,8	-0,15

Curva resumen de hinchamiento- esfuerzo efectivo/succión

Salida programa RETC

ThetaR	ThetaS	a	n	m
0,0000	0,67962	0,02309	2,17692	0,08127

Anexo F. Datos adicionales de laboratorio, Suelo 2, M-1074-16.

Curva resumen de hinchamiento- esfuerzo efectivo/succión

ΔH (mm)	S (V/V)	Se	$h=\Psi m$ (cmH ₂ O)	$h=\Psi m$ (kPa)	σ (kPa)	χ Bishop	σ' (kPa)	ϵ (m/m)
0	0,94850	0,4171	2587,0	253,7	0,42	0,948	241,0	0,00
-0,005	0,94913	0,4172	2583,6	253,4	1,02	0,949	241,5	0,00
-0,005	0,94913	0,4172	2583,6	253,4	1,02	0,949	241,5	0,00
0	0,94850	0,4171	2587,0	253,7	1,02	0,948	241,6	0,00
0,067	0,94011	0,4157	2633,2	258,2	1,02	0,940	243,8	0,00
0,13	0,93235	0,4144	2677,2	262,5	1,02	0,932	245,8	0,01
0,187	0,92545	0,4132	2717,5	266,5	1,02	0,925	247,6	0,01
0,231	0,92018	0,4123	2749,0	269,6	1,02	0,920	249,1	0,01
0,274	0,91510	0,4115	2780,1	272,6	1,02	0,915	250,5	0,01
0,312	0,91065	0,4107	2807,7	275,3	1,02	0,911	251,8	0,02
0,367	0,90429	0,4096	2848,2	279,3	1,02	0,904	253,6	0,02
0,398	0,90074	0,4090	2871,2	281,6	1,02	0,901	254,6	0,02
1,711	1,00000	0,4975	1017,1	99,7	2,02	1,000	101,8	0,09
1,823	1,00000	0,5009	980,4	96,1	3,02	1,000	99,2	0,09
1,846	1,00000	0,5016	973,1	95,4	4,02	1,000	99,4	0,09
1,871	1,00000	0,5024	965,3	94,7	5,02	1,000	99,7	0,09
2,094	1,00000	0,5092	899,2	88,2	6,02	1,000	94,2	0,10
2,103	1,00000	0,5094	896,7	87,9	7,02	1,000	95,0	0,11
2,136	1,00000	0,5104	887,6	87,0	8,02	1,000	95,1	0,11
2,142	1,00000	0,5106	885,9	86,9	9,02	1,000	95,9	0,11
2,225	1,00000	0,5131	863,5	84,7	10,02	1,000	94,7	0,11
2,251	1,00000	0,5138	856,7	84,0	11,02	1,000	95,0	0,11
2,255	1,00000	0,5140	855,6	83,9	12,02	1,000	95,9	0,11
2,269	1,00000	0,5144	852,0	83,6	13,02	1,000	96,6	0,11
2,272	1,00000	0,5145	851,2	83,5	14,02	1,000	97,5	0,11
2,272	1,00000			0,0	1,01	1,000	1,0	0,11
2,057	1,00000			0,0	12,56	1,000	12,6	0,10
1,793	1,00000			0,0	24,94	1,000	24,9	0,09
1,339	1,00000			0,0	49,97	1,000	50,0	0,07
0,702	1,00000			0,0	99,95	1,000	100,0	0,04
-0,015	1,00000			0,0	200,23	1,000	200,2	0,00
-0,723	1,00000			0,0	400,99	1,000	401,0	-0,04
-0,723	1,00000			0,0	400,99	1,000	401,0	-0,04
-1,417	1,00000			0,0	802,00	1,000	802,0	-0,07
-2,288	1,00000			0,0	1626,40	1,000	1626,4	-0,11

Salida programa RETC

ThetaR	ThetaS	a	n	m
0,0000	0,85242	0,03970	2,18879	0,0863

Anexo G. Datos adicionales de laboratorio, Suelo 3, M-1220-16.

Curva resumen de hinchamiento- esfuerzo efectivo/succión

ΔH (mm)	S (V/V)	Se	$h=\Psi m$ (cmH ₂ O)	$h=\Psi m$ (kPa)	σ (kPa)	X Bishop	σ' (kPa)	ϵ (m/m)
0	0,78847	0,4109	2581,3	253,1	0,42	0,788	200,0	0,00
-0,001	0,78856	0,4109	2580,7	253,1	1,01	0,789	200,6	0,00
-0,002	0,78865	0,4109	2580,1	253,0	1,01	0,789	200,5	0,00
-0,003	0,78875	0,4109	2579,5	253,0	1,01	0,789	200,5	0,00
-0,007	0,78912	0,4110	2577,1	252,7	1,01	0,789	200,4	0,00
0,791	0,72116	0,4033	2814,6	276,0	1,01	0,721	200,1	0,04
1	0,70525	0,4072	2689,4	263,7	1,01	0,705	187,0	0,05
1,141	0,69491	0,4125	2535,1	248,6	1,01	0,695	173,8	0,06
1,543	0,66702	0,4125	2532,8	248,4	1,01	0,667	166,7	0,08
1,545	0,66689	0,4203	2323,1	227,8	1,01	0,667	152,9	0,08
1,666	0,65893	0,4257	2189,5	214,7	1,01	0,659	142,5	0,08
1,693	0,75105	0,4329	2025,3	198,6	1,01	0,751	150,2	0,08
1,72	0,91111	0,5259	819,4	80,4	1,01	0,911	74,2	0,09
1,722	0,91093	0,5258	819,8	80,4	1,01	0,911	74,2	0,09
1,722	1,00000			0,0	1,01	1,000	1,0	0,09
1,548	1,00000			0,0	12,49	1,000	12,5	0,08
1,374	1,00000			0,0	25,03	1,000	25,0	0,07
1,061	1,00000			0,0	50,09	1,000	50,1	0,05
0,539	1,00000			0,0	99,99	1,000	100,0	0,03
-0,201	1,00000			0,0	200,31	1,000	200,3	-0,01
-1,121	1,00000			0,0	399,78	1,000	399,8	-0,06
-1,926	1,00000			0,0	803,20	1,000	803,2	-0,10
-2,854	1,00000			0,0	1613,29	1,000	1613,3	-0,14

Salida programa RETC

ThetaR	ThetaS	a	n	m
0,0000	0,81387	0,02418	2,21518	0,0971

Anexo H. Resultados detallados de los modelos de cimentaciones.

Suelo 1, relleno, considerando esfuerzos de succión matricial

γ_t relleno	20,0	kN/m ³
γ_t suelo	17,2	kN/m ³
Q	500	kN
Z	5	m
d	1	m
b	1,5	m
h	0,29	m
H	3,71	
ΔH	-0,040	m

i (#)	ΔD_i (m)	z_i (m)	$\sigma'_{s,i}$ (kPa)	ϵ_i (mm/mm)	Δs_i (m)	$h'(\gamma_t, r - \gamma_w)$ (kPa)	$Q/(b+h+z_i)^2$ (kPa)	q'_i (kPa)	ϵ_i final (mm/mm)	α_i (mm/mm)	Δr_i (m)
1	0,371	0,1855	1,4	0,023	0,0085	3,0	128,1	132,4	-0,027	-0,0505	-0,0187
2	0,371	0,5565	4,1	0,023	0,0085	3,0	90,8	97,9	-0,021	-0,0437	-0,0162
3	0,371	0,9275	6,8	0,023	0,0085	3,0	67,7	77,5	-0,015	-0,0384	-0,0143
4	0,371	1,2985	9,6	0,023	0,0085	3,0	52,4	64,9	-0,011	-0,0345	-0,0128
5	0,371	1,6695	12,3	0,023	0,0085	3,0	41,8	57,0	-0,009	-0,0315	-0,0117
6	0,371	2,0405	15,0	0,023	0,0085	3,0	34,1	52,1	-0,006	-0,0295	-0,0109
7	0,371	2,4115	17,7	0,023	0,0085	3,0	28,3	49,0	-0,005	-0,0281	-0,0104
8	0,371	2,7825	20,5	0,023	0,0085	3,0	23,9	47,3	-0,004	-0,0274	-0,0101
9	0,371	3,1535	23,2	0,023	0,0085	3,0	20,5	46,6	-0,004	-0,0270	-0,0100
10	0,371	3,5245	25,9	0,023	0,0085	3,0	17,7	46,6	-0,004	-0,0270	-0,0100
				St	0,0853					Rt	-0,1252

Suelo 1, relleno, método clásico sin considerar esfuerzos de succión matricial

γ_t relleno	20,0	kN/m ³
γ_t suelo	17,2	kN/m ³
Q	500	kN
Z	5	m
d	1	m
b	1,5	m
h	0,10	m
H	3,9	
ΔH	-0,035	m

i (#)	ΔD_i (m)	z_i (m)	$\sigma'_{s,i}$ (kPa)	ϵ_i (mm/mm)	Δs_i (m)	$h \cdot (\gamma_t - \gamma_w)$ (kPa)	$Q / (b+h+z_i)^2$ (kPa)	q'_i (kPa)	ϵ_i final (mm/mm)	ϵ_i (mm/mm)	Δr_i (m)
1	0,39	0,195	1,4	0,022	0,0085	1,0	155,2	157,6	-0,036	-0,0575	-0,0224
2	0,39	0,585	4,3	0,018	0,0069	1,0	104,7	110,1	-0,025	-0,0424	-0,0165
3	0,39	0,975	7,2	0,016	0,0062	1,0	75,4	83,6	-0,016	-0,0320	-0,0125
4	0,39	1,365	10,0	0,015	0,0058	1,0	56,9	67,9	-0,010	-0,0244	-0,0095
5	0,39	1,755	12,9	0,014	0,0054	1,0	44,4	58,4	-0,005	-0,0186	-0,0072
6	0,39	2,145	15,8	0,012	0,0046	1,0	35,7	52,5	-0,001	-0,0132	-0,0051
7	0,39	2,535	18,7	0,010	0,0039	1,0	29,2	48,9	0,000	-0,0098	-0,0038
8	0,39	2,925	21,5	0,009	0,0033	1,0	24,4	47,0	0,001	-0,0079	-0,0031
9	0,39	3,315	24,4	0,007	0,0028	1,0	20,7	46,1	0,001	-0,0065	-0,0025
10	0,39	3,705	27,3	0,006	0,0024	1,0	17,8	46,1	0,001	-0,0053	-0,0021
				St	0,0498					Rt	-0,0848

Suelo 1, pilotes

con succión matricial		
yw	9,81	kN/m ³
d	0,35	m
Q	50,0	kN
σ'₀	37	kPa
yt suelo	17,17	kN/m ³
z _p	5,0	m
L1	5,03	m
β	0,1	
Q _{up}	20,5	kN
L2	6,58	
σ'prom	61,2	kPa
Q _{fr}	44,3	kN
Q't	44,3	kN
Q _t	0,0	kN
L	11,6	m

sin succión matricial		
yw	9,81	kN/m ³
d	0,35	m
Q	50,0	kN
σ'₀	39	kPa
yt suelo	17,17	kN/m ³
z _p	5,3	m
L1	5,30	m
β	0,1	
Q _{up}	22,7	kN
L2	6,07	
σ'prom	61,3	kPa
Q _{fr}	40,9	kN
Q't	40,9	kN
Q _t	0,0	kN
L	11,4	m

Suelo 2, relleno, considerando esfuerzos de succión matricial

γ_t relleno	20,0	kN/m ³
γ_t suelo	23,4	kN/m ³
Q	500	kN
Z	5	m
d	1	m
b	1,5	m
h	3,64	m
H	0,36	m
ΔH	0,040	m

i (#)	ΔD_i (m)	z_i (m)	$\sigma'_{s,i}$ (kPa)	ϵ_i (mm/mm)	Δs_i (m)	$h \cdot (\gamma_t \cdot r - \gamma_w)$ (kPa)	$Q / (b + h + z_i)^2$ (kPa)	q'_i (kPa)	ϵ_i final (mm/mm)	ϵ_i (mm/mm)	Δr_i (m)
1	0,036	0,018	0,2	0,111	0,0040	37,1	18,8	56,1	0,111	0,0000	0,0000
2	0,036	0,054	0,7	0,111	0,0040	37,1	18,5	56,4	0,111	0,0000	0,0000
3	0,036	0,09	1,2	0,111	0,0040	37,1	18,3	56,6	0,111	0,0000	0,0000
4	0,036	0,126	1,7	0,111	0,0040	37,1	18,0	56,8	0,111	0,0000	0,0000
5	0,036	0,162	2,2	0,111	0,0040	37,1	17,8	57,1	0,111	0,0000	0,0000
6	0,036	0,198	2,7	0,111	0,0040	37,1	17,5	57,3	0,111	0,0000	0,0000
7	0,036	0,234	3,2	0,111	0,0040	37,1	17,3	57,6	0,111	0,0000	0,0000
8	0,036	0,27	3,7	0,111	0,0040	37,1	17,1	57,8	0,111	0,0000	0,0000
9	0,036	0,306	4,2	0,111	0,0040	37,1	16,9	58,1	0,111	0,0000	0,0000
10	0,036	0,342	4,6	0,111	0,0040	37,1	16,6	58,4	0,111	0,0000	0,0000
				St	0,0400					Rt	0,0000

Suelo 2, relleno, método clásico sin considerar esfuerzos de succión matricial

γ_t relleno	20,0	kN/m ³
γ_t suelo	23,4	kN/m ³
Q	500	kN
Z	5	m
d	1	m
b	1,5	m
h	3,36	m
H	0,64	
ΔH	0,04	m

i (#)	ΔD_i (m)	z_i (m)	$\sigma'_{s,i}$ (kPa)	ϵ_i (mm/mm)	Δs_i (m)	$h \cdot (\gamma_t \cdot r - \gamma_w)$ (kPa)	$Q/(b+h+z_i)^2$ (kPa)	q'_i (kPa)	ϵ_i final (mm/mm)	ϵ_i (mm/mm)	Δr_i (m)
1	0,064	0,032	0,4	0,114	0,0073	34,2	20,9	55,6	0,065	-0,0490	-0,0031
2	0,064	0,096	1,3	0,110	0,0071	34,2	20,4	55,9	0,064	-0,0458	-0,0029
3	0,064	0,16	2,2	0,109	0,0069	34,2	19,8	56,3	0,064	-0,0445	-0,0028
4	0,064	0,224	3,0	0,107	0,0069	34,2	19,3	56,6	0,064	-0,0438	-0,0028
5	0,064	0,288	3,9	0,107	0,0068	34,2	18,9	57,0	0,063	-0,0433	-0,0028
6	0,064	0,352	4,8	0,106	0,0068	34,2	18,4	57,4	0,063	-0,0431	-0,0028
7	0,064	0,416	5,7	0,106	0,0068	34,2	18,0	57,9	0,063	-0,0429	-0,0027
8	0,064	0,48	6,5	0,105	0,0067	34,2	17,5	58,3	0,062	-0,0428	-0,0027
9	0,064	0,544	7,4	0,105	0,0067	34,2	17,1	58,8	0,062	-0,0428	-0,0027
10	0,064	0,608	8,3	0,104	0,0067	34,2	16,7	59,2	0,061	-0,0429	-0,0027
				St	0,0686					Rt	-0,0282

Suelo 2, pilotes

con succión matricial		
γw	9,81	kN/m ³
d	0,35	m
Q	50,0	kN
σ'₀	242	kPa
γt suelo	23,40	kN/m ³
z _p	17,8	m
L1	17,81	m
β	0,1	
Q _{up}	473,9	kN
L2	16,37	
σ'prom	353,2	kPa
Q _{fr}	635,8	kN
Q' _t	-635,8	kN
Q _t	0,0	kN
L	34,2	m

sin succión matricial		
γw	9,81	kN/m ³
d	0,35	m
Q	50,0	kN
σ'₀	200	kPa
γt suelo	23,40	kN/m ³
z _p	14,7	m
L1	14,72	m
β	0,1	
Q _{up}	323,7	kN
L2	12,96	
σ'prom	288,1	kPa
Q _{fr}	410,5	kN
Q' _t	-410,5	kN
Q _t	0,0	kN
L	27,7	m

Suelo 3, relleno, considerando esfuerzos de succión matricial

yt relleno	20,0	kN/m3
yt suelo	18,4	kN/m3
Q	500	kN
Z	5	m
d	1	m
b	1,5	m
h	3,53	m
H	0,47	m
ΔH	0,040	m

i (#)	ΔDi (m)	zi (m)	σ's,i (kPa)	εi (mm/mm)	Δsi (m)	h·(yt,r- γw) (kPa)	Q/(b+h+zi) ² (kPa)	q'i (kPa)	εi final (mm/mm)	εi (mm/mm)	Δri (m)
1	0,047	0,0235	0,2	0,085	0,0040	36,0	19,6	55,8	0,085	0,0000	0,0000
2	0,047	0,0705	0,6	0,085	0,0040	36,0	19,2	55,8	0,085	0,0000	0,0000
3	0,047	0,1175	1,0	0,085	0,0040	36,0	18,9	55,8	0,085	0,0000	0,0000
4	0,047	0,1645	1,4	0,085	0,0040	36,0	18,5	55,9	0,085	0,0000	0,0000
5	0,047	0,2115	1,8	0,085	0,0040	36,0	18,2	56,0	0,085	0,0000	0,0000
6	0,047	0,2585	2,2	0,085	0,0040	36,0	17,9	56,1	0,085	0,0000	0,0000
7	0,047	0,3055	2,6	0,085	0,0040	36,0	17,6	56,2	0,085	0,0000	0,0000
8	0,047	0,3525	3,0	0,085	0,0040	36,0	17,3	56,3	0,085	0,0000	0,0000
9	0,047	0,3995	3,4	0,085	0,0040	36,0	17,0	56,4	0,085	0,0000	0,0000
10	0,047	0,4465	3,8	0,085	0,0040	36,0	16,7	56,5	0,085	0,0000	0,0000
				St	0,0400					Rt	0,0000

Suelo 3, relleno, método clásico sin considerar esfuerzos de succión matricial

γt relleno	20,0	kN/m3
γt suelo	18,4	kN/m3
Q	500	kN
Z	5	m
d	1	m
b	1,5	m
h	3,17	m
H	0,83	
ΔH	0,040	m

i (#)	ΔDi (m)	zi (m)	σ's,i (kPa)	εi (mm/mm)	Δsi (m)	h'(γt,r- γw) (kPa)	Q/(b+h+zi) ² (kPa)	q'i (kPa)	εi final (mm/mm)	εi (mm/mm)	Δri (m)
1	0,083	0,0415	0,4	0,090	0,0074	32,3	22,5	55,2	0,048	-0,0418	-0,0035
2	0,083	0,1245	1,1	0,086	0,0071	32,3	21,8	55,1	0,048	-0,0379	-0,0031
3	0,083	0,2075	1,8	0,084	0,0070	32,3	21,0	55,1	0,048	-0,0360	-0,0030
4	0,083	0,2905	2,5	0,083	0,0069	32,3	20,3	55,1	0,048	-0,0349	-0,0029
5	0,083	0,3735	3,2	0,082	0,0068	32,3	19,7	55,2	0,048	-0,0340	-0,0028
6	0,083	0,4565	3,9	0,081	0,0067	32,3	19,0	55,2	0,048	-0,0334	-0,0028
7	0,083	0,5395	4,6	0,081	0,0067	32,3	18,4	55,4	0,048	-0,0329	-0,0027
8	0,083	0,6225	5,3	0,080	0,0066	32,3	17,9	55,5	0,048	-0,0325	-0,0027
9	0,083	0,7055	6,1	0,080	0,0066	32,3	17,3	55,7	0,047	-0,0322	-0,0027
10	0,083	0,7885	6,8	0,079	0,0066	32,3	16,8	55,9	0,047	-0,0320	-0,0027
				St	0,0684					Rt	-0,0289

Suelo 3, pilotes

con succión matricial		
yw	9,81	kN/m ³
d	0,35	m
Q	50,0	kN
σ'₀	200	kPa
yt suelo	18,40	kN/m ³
z _p	23,3	m
L1	23,29	m
β	0,1	
Q _{up}	512,3	kN
L2	21,56	
σ'prom	292,5	kPa
Q _{fr}	693,4	kN
Q' _t	-693,4	kN
Q _t	0,0	kN
L	44,9	m

sin succión matricial		
yw	9,81	kN/m ³
d	0,35	m
Q	50,0	kN
σ'₀	165	kPa
yt suelo	18,40	kN/m ³
z _p	19,2	m
L1	19,22	m
β	0,1	
Q _{up}	348,7	kN
L2	17,09	
σ'prom	238,4	kPa
Q _{fr}	448,0	kN
Q' _t	-448,0	kN
Q _t	0,0	kN
L	36,3	m