

COMPORTAMIENTO DE LAS ARCILLAS DE UN SECTOR DEL NORTE DE CALI
EN LA PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

YAMIL CAMILO BASTIDAS ARCINIEGAS
ELKIN FABIAN GONZALES ORTEGA

UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA
SANTIAGO DE CALI
JULIO, 2016

COMPORTAMIENTO DE LAS ARCILLAS DE UN SECTOR DEL NORTE DE CALI
EN LA PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

YAMIL CAMILO BASTIDAS ARCINIEGAS
ELKIN FABIAN GONZALES ORTEGA

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DIRECTOR: FERNANDO ASDRÚBAL LOZANO GUEVARA M.SC.

CODIRECTOR: MANOLO GALVÁN CEBALLOS PH.D.

UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA
SANTIAGO DE CALI
JULIO, 2016

Nota de aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

Santiago de Cali, 27 de junio de 2016

Al ser supremo que nos obsequió la vida y todas sus bendiciones. Gracias Señor por tu infinito y constante amor.

A todos aquellos que contribuyeron con sus enseñanzas, en especial, a nuestros padres y profesores, a quienes debemos gratitud por compartir su conocimiento y sus valores.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus más sinceros agradecimientos a todas las personas que con su apoyo hicieron posible la culminación de este trabajo de investigación. Especialmente a:

A Fernando Asdrúbal Lozano Guevara, M.Sc. Ingeniero civil. Profesor de la Universidad del Valle. Por su tiempo y dedicación.

A Manolo Galván Ceballos, Ph.D. Ingeniero civil. Profesor de la Universidad del Valle. Por su colaboración y tiempo dedicado al proyecto.

A Carlos Alberto Manrique Londoño. Ingeniero mecánico. Profesor del laboratorio de suelos y pavimentos de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Por su apoyo, tiempo, colaboración y amistad.

A Noé Durán Londoño. Auxiliar técnico del laboratorio de suelos y pavimentos de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Por su colaboración constante, apoyo y amistad.

CONTENIDO

Pág.

AGRADECIMIENTOS

CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE ANEXOS

RESUMEN

INTRODUCCIÓN	1
1. OBJETIVOS.....	3
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	3
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
2.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	4
2.2 JUSTIFICACIÓN.....	6
3. MARCO TEÓRICO	7
3.1 ARCILLAS	7
3.2 ESTRUCTURA Y CLASIFICACIÓN DE LOS MINERALES DE ARCILLAS.....	7
3.2.1 Caolinitas	9
3.2.2 Ilitas	11
3.2.3 Esmectitas	12
3.3 COMPORTAMIENTO FÍSICO QUÍMICO DE LAS ARCILLAS.....	13
3.3.1 Superficie específica.....	14
3.3.2 Intercambio catiónico	14
3.3.3 Carga superficial y adsorción.....	15
3.4 COMPORTAMIENTO DE LAS ARCILLAS EN PRESENCIA DE AGUA.....	16
3.4.1 Contrato expansión	16
3.4.2 Plasticidad y límites de Atterberg.....	17
3.4.3 Cohesión.....	18
3.5 SUELOS CONTRATO EXPANSIVOS.....	18
3.5.1 Mecanismo de la expansividad	19

3.5.2	Identificación de suelos expansivos.....	20
3.5.3	Factores que inciden en la expansión.....	24
3.5.4	Efectos sobre las obras de ingeniería.....	25
3.6	FASES DEL SUELO: EL AGUA EN EL SUELO	27
3.7	ORIGEN DEL SUELO.....	28
3.7.1	Geología general de Cali (Valle del Cauca).....	28
3.7.2	Geología local.....	28
3.8	ANTECEDENTES.....	29
3.9	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS	29
3.9.1	Compresibilidad.....	29
3.9.2	Teoría de la consolidación.....	30
3.9.3	Generación de sobrepresiones intersticiales	30
3.9.4	Analogía mecánica de Terzaghi.....	31
3.9.5	Prueba de consolidación unidimensional.....	31
3.9.6	Curva de consolidación.....	32
3.9.7	Curva de compresibilidad	33
3.9.8	Carga de preconsolidación	34
3.9.9	Corrección de la curva de compresibilidad	36
3.9.10	Consolidación secundaria.....	38
3.9.11	Ecuación de la consolidación unidimensional	39
3.9.12	Coeficiente de consolidación	43
4.	METODOLOGÍA.....	46
4.1	EXPLORACIÓN Y TOMA DE MUESTRAS	46
4.2	METODOLOGÍA DE ENSAYOS.....	46
4.2.1	Determinación del contenido de agua.....	46
4.2.2	Determinación de la gravedad específica de los sólidos	46
4.2.3	Determinación peso unitario húmedo, peso unitario seco, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación	47
4.2.4	Clasificación de las muestras según el sistema “SUCS”	47
4.2.5	Potencial de expansión.....	50
4.2.6	Ensayo de la consolidación unidimensional de los suelos.....	52
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	54
5.1	EXPLORACIÓN Y TOMA DE MUESTRAS	54

5.2	PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO	56
5.2.1	Sondeo #1	56
5.2.2	Sondeo #2	56
5.2.3	Sondeo #3	57
5.2.4	Sondeo #4	57
5.3	PROPIEDADES ÍNDICES Y CLASIFICACIÓN DE LAS MUESTRAS	58
5.3.1	Humedad natural	58
5.3.2	Gravedad específica y Peso unitario húmedo	59
5.3.3	Peso unitario seco, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación	59
5.3.4	Clasificación de las muestras según el “SUCS”	60
5.4	POTENCIAL DE EXPANSIÓN	65
5.4.1	Determinación del potencial de expansión a partir del límite líquido e índice de plasticidad	65
5.4.2	Potencial de cambio volumétrico empleando el aparato de Lambe	66
5.4.3	Presión de expansión en consolidómetro	67
5.5	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	68
5.5.1	Curvas de consolidación, coeficiente de consolidación (C_v) y coeficiente de permeabilidad (k)	68
5.5.2	Índices de compresión (C_c), índice de expansión (C_s), carga de preconsolidación (σ_{pc}') y relación de preconsolidación (OCR)	70
5.5.3	Corrección de Schmertmann	74
5.5.4	Índice de consolidación secundaria (C_α)	76
5.6	CORRELACIONES ENTRE LA CONSOLIDACIÓN Y EL ÍNDICE DE EXPANSIÓN	77
	CONCLUSIONES	78
	RECOMENDACIONES	81
	BIBLIOGRAFÍA	82

ÍNDICE DE TABLAS

Pág.

Tabla 3.1. Propiedades de los minerales arcillosos	15
Tabla 3.2 Predicción de la expansividad a partir del límite líquido.....	21
Tabla 3.3 Predicción de la expansividad a partir del índice de plasticidad	22
Tabla 3.4 Predicción de la expansión a partir de otras medidas.....	22
Tabla 3.5 Cambio volumétrico potencial	23
Tabla 5.1 Identificación de muestras	54
Tabla 5.2 Resumen de ensayos de laboratorio.....	55
Tabla 5.3 Contenido de agua de las muestras.....	58
Tabla 5.4 Gravedad específica y peso unitario húmedo de las muestras.....	59
Tabla 5.5 Peso unitario seco, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación de las muestras.....	60
Tabla 5.6 Resultados de ensayos de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad.....	63
Tabla 5.7 Clasificación de las muestras según el SUCS	64
Tabla 5.8 Predicción de expansividad a partir del límite líquido e índice de plasticidad.....	65
Tabla 5.9 Resultados del ensayo de expansión en aparato de Lambe.....	67
Tabla 5.10 Esfuerzos naturales por muestra	67
Tabla 5.11 Presiones de expansión en consolidómetro.....	68
Tabla 5.12 Valores típicos de coeficiente de consolidación (C_v) para arcillas	70
Tabla 5.13 Rango de permeabilidad para varios suelos	70
Tabla 5.14 Índices de compresibilidad C_c , índices de expansión C_s	71
Tabla 5.15 Valores típicos para el índice de compresión (C_c) en arcillas	72
Tabla 5.16 Índice de expansión (C_s) para algunas arcillas.	72
Tabla 5.17 Ecuaciones para calcular el índice de compresión y el índice de expansión.....	72
Tabla 5.18 Presión de preconsolidación y relación de sobreconsolidación	74
Tabla 5.19 Relaciones de vacío inicial y final por muestra	75

Tabla 5.20	Valores de índice de compresión C_c corregidos	76
Tabla 5.21	Variación de índice de compresión secundaria por muestra.....	76

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1 Falla por contracto expansión en vivienda.....	4
Figura 2.2 Inclinación de la Torre de Pisa, Italia	5
Figura 3.1. (a) Tetraedro de sílice; (b) Octaedro de alúmina; (c) Lámina de sílice; (d) lámina octaédrica.	8
Figura 3.2 Capa elemental de sílice-gibbsita	9
Figura 3.3. Diagrama de la estructura de la caolinita.....	10
Figura 3.4. Diagrama de la estructura de la illita.....	11
Figura 3.5 Diagrama de la estructura de la montmorilonita.....	12
Figura 3.6 Carta de cambio volumétrico potencial	23
Figura 3.7 Movimientos provocados por las arcillas expansivas.....	26
Figura 3.8 Fases del suelo.....	27
Figura 3.9 Consolidómetro de anillo flotante.....	32
Figura 3.10 Curva de consolidación Casagrande	33
Figura 3.11. (a) Curva de compresibilidad en escala natural; (b) Curva de compresibilidad en escala semilogarítmica.....	34
Figura 3.12 Curva de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos	35
Figura 3.13 Método para determinar la carga de preconsolidación	36
Figura 3.14 Corrección de la curva de compresibilidad en suelos normalmente consolidados.....	37
Figura 3.15 Corrección de la curva de compresibilidad en suelos preconsolidados	38
Figura 3.17 Curva de consolidación primaria y secundaria.....	39
Figura 3.18. (a) Estrato de arcilla sometida a consolidación; (b) flujo de agua en el punto A durante la consolidación	40
Figura 3.19 Método del logaritmo de tiempo para determinar el coeficiente de consolidación (Casagrande)	44
Figura 3.20 Método de la raíz de tiempo para determinar el coeficiente de consolidación (Taylor).....	45
Figura 4.1 Muestra parafinada para ensayo de peso unitario	47

Figura 4.2 Materiales para la determinación de las partículas de suelo. (a) Tamices; (b) Agitador; (c) Probeta con muestra; (d) Hidrómetro 152H	48
Figura 4.3 Cazuela de Casagrande y ranurador estándar. Laboratorio de Suelos y Pavimentos, EICG.	49
Figura 4.4 Carta de Plasticidad de Casagrande	50
Figura 4.5 Ensayo de potencial de expansión en el aparato de Lambe. Laboratorio de Suelos y Pavimentos, EICG.....	51
Figura 4.6 Equipo utilizado en el ensayo de presión de expansión y consolidación. (a) Consolidómetro; (b) Muestra en el anillo para consolidación.	53
Figura 5.1 Presencia de escombros y material grueso en las muestras del sondeo #4. Laboratorio de Suelos y Pavimentos, EICG.....	55
Figura 5.2 Curva granulométrica por tamizado	61
Figura 5.3 Curva granulométrica por hidrometría	62
Figura 5.4 Presiones de expansión realizadas en el aparato de Lambe.....	66
Figura 5.5 Curva de compresibilidad perforación 3 - muestra 1.....	71
Figura 5.6 Comparación entre los índices de compresión calculados con ecuaciones y los índices de compresión hallados en laboratorio.....	73
Figura 5.7 Comparación entre los índices de expansión calculados con ecuaciones y los índices de expansión hallados en laboratorio.....	73
Figura 5.8 Perforación: 1- Muestra: Shelby 3, en anillo para consolidación al finalizar el ensayo.....	75

ÍNDICE DE ANEXOS

Los anexos se encuentran en formato digital (DVD y comprenden los siguientes archivos.

Anexo A. Composición química de las arcillas.

Anexo B. Registros fotográficos.

Anexo C. Registros de exploración.

Anexo D. Ensayos de las propiedades del suelo y expansión.

Anexo E. Ensayos de consolidación.

Anexo F. Análisis de correlaciones.

Anexo G. Analogía Mecánica de Terzaghi

RESUMEN

En este documento se caracterizan geotécnicamente las arcillas con alto potencial contracto expansivo existentes en el barrio La Flora, en Santiago de Cali, cuando se someten a la prueba de consolidación unidimensional, evaluando su comportamiento esfuerzo contra deformación y esfuerzo contra tiempo y determinando así coeficientes de consolidación, coeficientes de expansión, coeficientes de compresión, tiempos de consolidación primaria y cargas de preconsolidación. También se evalúan los índices de expansión y las presiones de expansión existentes en las arcillas estudiadas con el objetivo de obtener correlaciones con los parámetros de consolidación.

Mediante un programa de muestreo consistente en 4 sondeos ejecutados con equipo mecánico de percusión con tubos de pared delgada Shelby, efectuados en distintos sitios del barrio La Flora, se obtuvieron los especímenes de suelo inalterado para su análisis ulterior en el laboratorio, previendo que los sondeos coincidieran con suelos de alto potencial contracto expansivo. Una vez en laboratorio, el programa de pruebas incluyó también la determinación de propiedades índices del suelo y su clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

La investigación reveló que las muestras de la zona estudiada corresponden a arcillas sobreconsolidadas de alta plasticidad con un potencial de expansión crítico y mediante correlaciones se pudo establecer la existencia de una relación directa entre el índice de expansión y los índices de compresión de las muestras al igual que una relación inversa entre la presión de expansión y los índices de compresión.

INTRODUCCIÓN

El termino suelo ha sido definido de distintas maneras, dependiendo del área del conocimiento que se esté involucrando. Según Braja Das (2001), el suelo se define como: “el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas”. El suelo ha sido usado como material de construcción fundamental, toda vez que funciona como soporte y anclaje de las cimentaciones de cualquier estructura civil que se pretenda construir. A partir de esta premisa resulta evidente la necesidad del ingeniero civil, por estudiar las propiedades físico-químicas del suelo que le permitan describir su comportamiento mecánico con el objeto de aplicarlas a la concepción y construcción de obras de ingeniería civil.

A lo largo de la historia, el suelo siempre ha sido utilizado como material de construcción y salvo la época reciente (finales del siglo XIX) todos los problemas de ingeniería civil que involucraban el comportamiento del suelo, eran resueltos de manera intuitiva con base en la experiencia, situación que acarreaba serios riesgos en lo referente a la seguridad de las estructuras.

Con el advenimiento de la mecánica de suelos como objeto de estudio en las primeras décadas del siglo XX y el crecimiento y desarrollo de la ciencia y la tecnología, el estudio de los suelos en cuanto a sus propiedades y su comportamiento, se volvió crítico en pro de construir mejores estructuras con un alto nivel de seguridad y un funcionamiento adecuado.

Uno de los problemas geotécnicos más trascendentales para el ingeniero civil, yace en los asentamientos que se generan en los suelos al imponerles un esfuerzo externo. Estos asentamientos forman parte de una de las propiedades mecánicas más relevantes, la compresibilidad del suelo. La compresibilidad es el grado en el que una masa de suelo disminuye su volumen bajo el efecto de una carga, es menor y prácticamente despreciable en los suelos granulares, arenas y gravas, y aumenta significativamente en los suelos de grano fino. A diferencia de los materiales estructurales, la deformación por compresión en los suelos es un proceso tardío que no ocurre en simultaneidad con la aplicación de las cargas, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo.

Pero, ¿cómo ocurre dicha disminución de volumen? En el suelo se distinguen tres fases constitutivas: la sólida, la líquida y la gaseosa, cuando una carga es aplicada a una masa de suelo ésta pierde volumen debido a la deformación de las partículas de suelo, el reacomodo del esqueleto mineral y la expulsión de agua o aire de los espacios vacíos (reducción del volumen de vacíos). Esta última causa, da lugar al fenómeno de consolidación de los suelos. Se denomina consolidación

unidimensional de un suelo, al proceso de disminución progresiva de volumen por expulsión de agua y aire que ocurre en un lapso, debido a una sobrepresión constante.

Ahora, si se tiene en cuenta un modelo en el que un suelo con características contracto expansivas (arcillas que se expanden ante el humedecimiento y se contraen con el desecamiento) es sometido a consolidación, se puede intuir que los asentamientos serán más pronunciados cuando simultáneamente con la sobrepresión haya una desecación de la masa producida, por ejemplo, por épocas de verano y serán menos notorios cuando la sobrepresión sea relativamente pequeña y exista un humedecimiento de la masa de suelo producida durante las épocas lluviosas, en esta última circunstancia existe una dificultad evidente para que el suelo se consolide. Este es el caso de los suelos de un sector del barrio La Flora en el norte de Cali, que presentan gran potencial contracto expansivo.

En este contexto, esta tesis pretende describir el fenómeno de la consolidación en suelos con alto potencial contracto expansivo mediante la evaluación de parámetros como coeficientes de consolidación, coeficiente de expansión, coeficiente de compresión y tiempos de consolidación y su posible relación con las presiones de expansión encontradas en dichos suelos.

Lo aquí consignado podría ser el punto de partida para formular un diagnóstico más completo del problema de agrietamiento y pérdida de funcionalidad en las estructuras civiles debido a asentamientos generados por consolidación primaria en suelos expansivos y la identificación del mecanismo de interacción entre compresión-contracción y compresión-hinchamiento del suelo como respuesta a los respectivos procesos de consolidación primaria y contracto expansión que en él podrían coincidir.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Caracterizar geotécnicamente las arcillas existentes en puntos específicos del barrio La Flora desde el punto de vista de su comportamiento en la prueba de consolidación unidimensional y su correlación con el factor de expansividad.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar las propiedades índice y las propiedades físicas de las arcillas existentes: contenido de agua ω , pesos unitarios γ , grado de saturación G_w , relación de vacíos e , porosidad n , gravedad específica, límites de Atterberg y granulometría.
- Determinar el comportamiento esfuerzo versus deformación de las arcillas en la prueba de consolidación unidimensional.
- Conocer tiempos de consolidación primaria.
- Determinar parámetros geomecánicos característicos de consolidación primaria y secundaria, como son el índice de compresión C_c , el coeficiente de consolidación C_v y el índice de compresión secundaria C_α .
- Determinar y conocer, el grado de preconsolidación de las arcillas del sector norte de Cali (Barrio La Flora).
- Determinar el factor de expansividad de los suelos estudiados.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Las arcillas expansivas son aquellas que presentan un gran cambio de volumen al sufrir alteraciones en su contenido de agua. Así, cuando estas arcillas se humedecen sufren una expansión elevada y cuando se secan se contraen superlativamente, esto ocurre como resultado de fuertes períodos de sequía alternados con lluvias intermitentes que hacen fluctuar la humedad del suelo. Los cambios en el contenido de agua del suelo son también ocasionados por condiciones de construcción y cambios locales en las condiciones medioambientales, como por ejemplo la remoción de árboles o el riego excesivo de jardines.

El proceso de expansión y contracción de estas arcillas, ocasiona daños de consideración principalmente en estructuras ligeras como son las viviendas, las vías y los edificios pequeños, consistiendo los daños en agrietamientos y/o hundimientos por asentamientos diferenciales excesivos o levantamientos puntuales del suelo (Figura 2.1) conllevando en algunos casos a la demolición total de la estructura. La incidencia del comportamiento y de las propiedades de los suelos expansivos en los daños experimentados en diferentes estructuras, no fue bien estudiada sino hasta el siglo pasado cuando se empezaron a identificar dichos suelos como la causa fundamental de estas patologías.

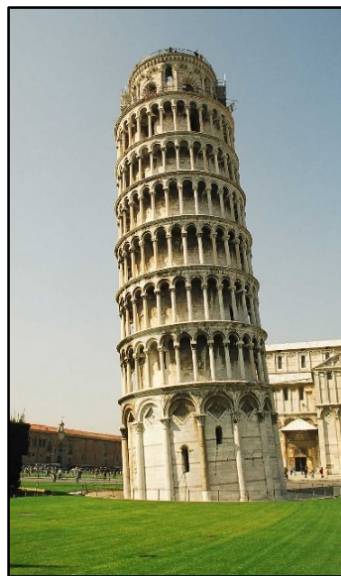
Figura 2.1 Falla por contracto expansión en vivienda



Diversos estudios geotécnicos, entre ellos la microzonificación sísmica de Cali, han permitido evidenciar la presencia de suelos expansivos en la zona norte de Santiago de Cali (Valle), específicamente en el barrio La Flora. En este sector predomina la existencia de arcillas de alta plasticidad con propiedades contracto expansivas que generan daños arquitectónicos y estructurales, en las estructuras civiles y con ello pérdidas considerables.

Se pueden citar varios casos ilustrativos de estas problemáticas debidas a asentamientos del suelo ocasionados por fenómenos de consolidación. Primero, el hundimiento del Palacio de Bellas Artes en la ciudad de México, edificio cimentado sobre arcillas bentoníticas de alta compresibilidad que se consolidaron produciendo su asentamiento paulatino, y segundo, el caso más conocido, que corresponde a la inclinación de la Torre de Pisa (Figura 2.2) debida a la gradual consolidación de la arcilla sobre la que está cimentada.

Figura 2.2 Inclinación de la Torre de Pisa, Italia



Fuente: [Citado el 10 de mayo de 2016] Disponible en < <http://megaconstrucciones.net/images/monumentos/foto/torre-pisa.jpg> >

Como se puede deducir, las consecuencias de los cambios volumétricos en los suelos debidos a consolidación y expansión que afectan a las obras de ingeniería, pueden traducirse en grandes pérdidas económicas o en el peor de los casos en pérdidas humanas cuando existe colapso, de ahí la importancia de considerar los fenómenos de consolidación de los suelos y su contracto expansión.

2.2 JUSTIFICACIÓN

Se tiene como materia de estudio, suelos con características contracto expansivas que se pretenden caracterizar a partir de su comportamiento en la prueba de consolidación unidimensional. Esto es de fundamental importancia pues mediante su interpretación, se puede prever el comportamiento en el futuro de un suelo expansivo cuando varía su contenido de agua. A partir de esto se pueden calcular la magnitud de los asentamientos y el tiempo de consolidación.

El propósito fundamental de este trabajo es caracterizar la compresibilidad de suelos expansivos de manera exhaustiva y profunda, como punto de partida para contribuir al diseño de obras de ingeniería más seguras, confiables y eficientes en el sector norte de la ciudad de Cali.

3. MARCO TEÓRICO

3.1 ARCILLAS

Debido al intemperismo al que se ven sometidas las rocas ígneas y metamórficas presentes en la corteza terrestre, se llega a un producto de descomposición final: la arcilla. Este producto natural originado a partir de la meteorización de las rocas conocido como arcilla, es generado principalmente por el agua que actúa como agente químico sobre las rocas mediante mecanismos de acción como la oxidación, la hidratación y la carbonatación.

En sentido estricto se conoce como arcilla, a las partículas submicroscópicas de suelo generalmente menores de 2μ constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, con una estructura cristalina bien definida y sus átomos dispuestos en láminas, capaces de desarrollar plasticidad cuando se humedecen, entendiéndose la plasticidad como la capacidad de un material que al ser modelado sufre deformaciones permanentes sin rebote elástico aparente. Esta naturaleza cohesiva implícita en los suelos arcillosos, es debida al agua adsorbida que rodea a las partículas de arcilla.

Con frecuencia se definen como arcilla a las partículas de tamaño coloidal, con 0.2μ como límite inferior y 2μ como tamaño máximo. Esta clasificación según el tamaño de las partículas es meramente una definición granulométrica y no tiene relación directa con el comportamiento físico químico de las arcillas, pues existen suelos no arcillosos con partículas suficientemente pequeñas (menores que 2μ) para ser consideradas arcillas sin presentar las propiedades de estas. Por consiguiente, la clasificación de un suelo como arcilloso, debe hacerse prestando especial atención a la consistencia y la plasticidad (Límites de Atterberg) de las partículas finas menores que 0.074 mm, y a su ubicación en la Carta de Plasticidad del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

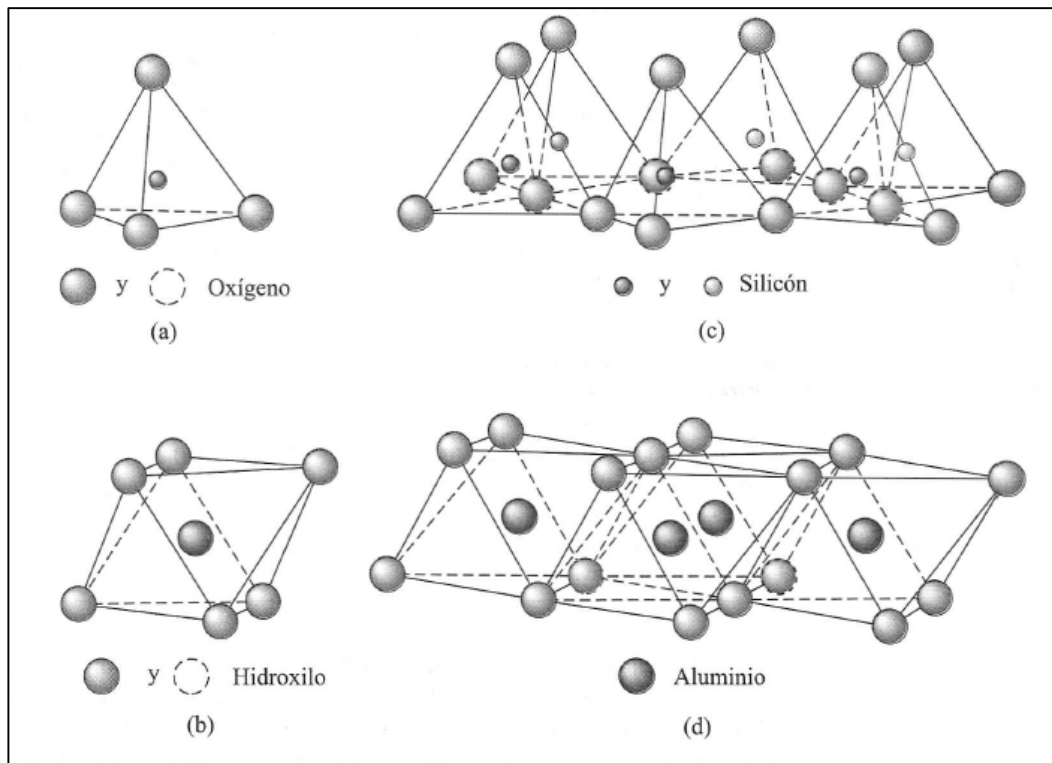
3.2 ESTRUCTURA Y CLASIFICACIÓN DE LOS MINERALES DE ARCILLAS

Por arcilla se comprende esencialmente los silicatos de aluminio hidratados, aunque también se presentan algunos con sustitución total o parcial del aluminio por silicatos de hierro o magnesio también hidratados. Estos minerales poseen en la mayoría de los casos, una estructura cristalina definida consistente en apilamientos poliméricos tipo sándwich de láminas de sílice y láminas octaédricas (también conocida como lámina de gibbsita). Estas láminas de sílice y octaédricas se forman

a partir de dos unidades básicas, tetraedro de sílice Si - O (Figura 3.1.a) y octaedro de alúmina Al - O y Al - OH (Figura 3.1.b), respectivamente.

Las unidades tetraédricas consisten en 4 átomos de oxígeno unidos a un átomo de sílice. Combinaciones sucesivas de estas unidades conforman la lámina de sílice (Figura 3.1.c). Las unidades octaédricas incluyen un ion de aluminio ubicado en el centro de seis oxígenos (o hidroxilos). La unión entre sí de estos octaedros forman una lámina octaédrica o lámina de gibbsita (Figura 3.1.d). Si el principal átomo metálico en la unidad octaédrica es el magnesio, estas láminas se denominan brucita (Braja, 2001).

Figura 3.1. (a) Tetraedro de sílice; (b) Octaedro de alúmina; (c) Lámina de sílice; (d) lámina octaédrica.



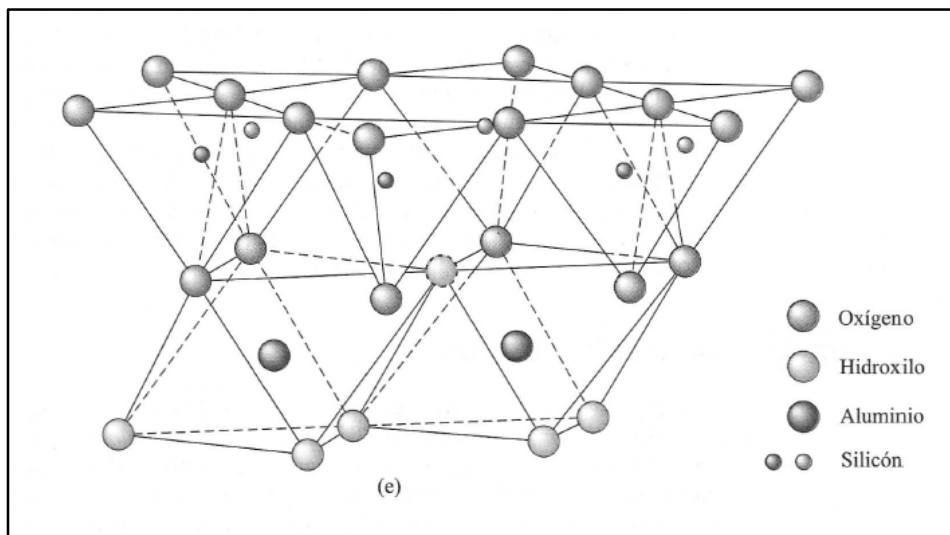
Fuente: DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 4.

En una lámina de sílice, cada átomo de silicio con valencia positiva de cuatro está unido a cuatro átomos de oxígeno que suman una valencia negativa de ocho. Pero cada átomo de oxígeno localizado en la base de los tetraedros es compartido con el tetraedro adyacente, por lo cual cada oxígeno basal está unido a dos iones de

silicio, quedando el átomo superior de oxígeno de cada tetraedro con una carga de valencia negativa. Cuando la lámina de sílice se superpone a la lámina alumínica estos átomos de oxígeno reemplazan a los hidroxilos para balancear su carga negativa (Figura 3.2).

En los suelos arcillosos el comportamiento físico químico está ligado principalmente a su estructura reticular y su constitución mineralógica, por lo tanto, se hace necesaria su clasificación. Los minerales de arcilla se clasifican en grupos definidos según la combinación espacial en diferente proporción de sus láminas, así, tenemos arcillas de dos tipos: 1:1 y 2:1. El tipo 1:1 o bicapa consiste en una lámina tetraédrica unida a una lámina de gibbsita. Pertenecen a este grupo las caolinitas. El tipo 2:1 o tricapa consiste en una lámina octaédrica cubierta por dos láminas tetraédricas. Dos grupos de arcillas presentan esta estructuración: illitas y esmectitas.

Figura 3.2 Capa elemental de sílice-gibbsita



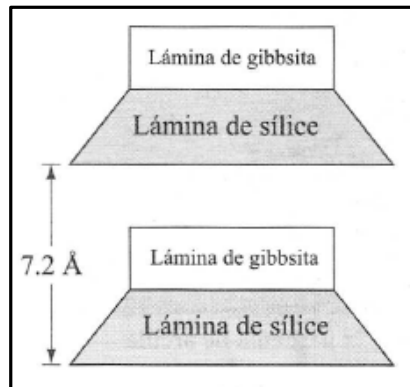
Fuente: DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 4.

3.2.1 Caolinitas $Al_2Si_2O_5(OH)_4$

El nombre caolinita es un derivado de la palabra china Kao Ling, nombre de una colina cerca de Jauchau Fu, China, donde se explota este mineral. Las caolinitas consisten en la superposición indefinida de capas formadas por una lámina silícica

$[(SiO_3)^2]_n$ unida a una lámina alumínica $OH O_2 Al_2 (OH)_3$ (Figura 3.3). Son esencialmente dioctaédricas (2 de cada 3 cavidades octaédricas están ocupadas).

Figura 3.3. Diagrama de la estructura de la caolinita



Fuente: DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 5.

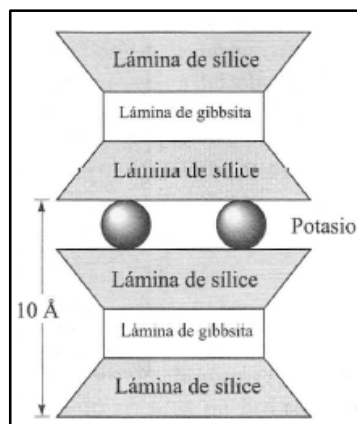
Las caolinitas muestran pocas variaciones en su composición química (Ver Tabla 1.1 del Anexo A). Para la fórmula estructural $Al_2 Si_2 O_5 (OH)_4$, poseen una composición de $Al_2 O_3$ 39.5%, SiO_2 46.5% y $H_2 O$ 14.0%. Se encuentran en el suelo en forma de partículas muy finas con tamaños inferiores a 1μ , son de coloración blanca o perlada, aunque a menudo presentan diferentes colores debido a las impurezas contenidas. Tienen una densidad variable entre 2.5-2.6 g/ml y un índice de dureza de 2.6. Poseen una superficie específica (área superficial por masa unitaria) muy baja, de entre 12 a $16 m^2/g$. El espesor total de la capa de caolinita es de 4.31 Å, y el espesor desde el plano basal de oxígenos de la lámina silícica hasta el de la capa siguiente es de 7.2 Å (Figura 3.3).

En las caolinitas, las capas sucesivas se asocian por medio de puentes de hidrógeno y por fuerzas de valencia secundarias. Los hidrógenos del plano hidroxílico de la lámina de gibbsita forman uniones de valencia parcial (enlaces de hidrógeno) con los átomos de oxígeno de la lámina silícica resultando la unión lo suficientemente firme para no permitir el ingreso de moléculas de agua (adsorción) entre las retículas. Por su composición química no variable, las caolinitas son de condición no expansible, es decir, poseen una relativa estabilidad en presencia de agua.

3.2.2 Ialitas $(Al \cdot Fe \cdot Mg)_2(OH)_2(Si \cdot Al)_4(O \cdot OH)_{10} |K \cdot K^+ \cdot H_3O^+|$

El término ilita fue introducido por Grim, Bray y Bradley en 1937 para describir minerales arcillosos ricos en Al, Mg y Fe derivados de micas, originalmente descubiertos en Illinois, Estados Unidos. Las ilitas son minerales cuya capa unitaria está formada por una lámina octaédrica comprendida entre dos láminas silícicas. En la capa unitaria de las ilitas, ocurre un alto grado de sustitución isomórfica donde átomos de aluminio reemplazan a los de silicio y la deficiencia de carga eléctrica ocasionada es balanceada por iones de potasio (K^+). A su vez, estos iones de potasio enlazan entre sí las capas sucesivas de ilita (Figura 3.4) proporcionándoles una posición más o menos rígida y estable. Dado que los iones de potasio no son intercambiables, se genera una baja energía de hidratación catiónica que resulta incapaz de vencer las fuerzas atractivas de Van Der Waals que unen las capas por lo que se minimiza el acceso de moléculas polares de agua que puedan expandir la redícula. Cada capa unitaria tiene un espesor de 9 Å que al incluir los iones de potasio entre las capas aumenta aproximadamente a 10 Å.

Figura 3.4. Diagrama de la estructura de la ilita



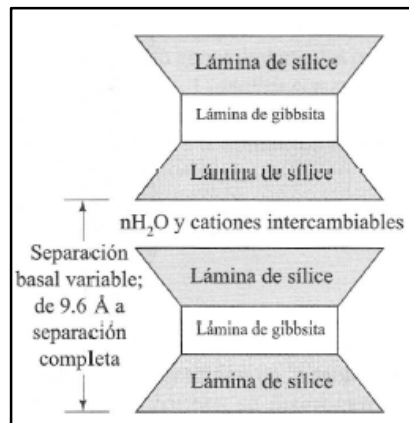
Fuente: DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 5

Las ilitas tienen una composición química variable, cuyos límites aún no están bien definidos (Ver tabla 1.2 del anexo A). Su fórmula química general es $(OH)_4K_y(Si_{8-y} \cdot Al_y)_4(Al_4 \cdot Fe_4 \cdot Mg_6 \cdot Fe_6)O_{20}$, donde y varía entre 1 y 1.5 (Bowles, 1996). Tienen una densidad de 2.6 - 2.7 g/ml, poseen una superficie específica de $80 \text{ m}^2/\text{g}$, son generalmente dioctaédricas y muestran un comportamiento mecánico favorable gracias a su baja expansividad.

3.2.3 Esmeclitas $(OH)_4Si_8Al_4O_2 \cdot nH_2O$.

Este grupo de minerales también es conocido como montmorilonitas. El nombre de montmorilonita proviene del material original descrito por primera vez en la localidad Montmorillon, Vienne, Francia por Damour y Salvétat (1847). Las partículas de montmorilonita tienen dimensiones que oscilan entre los 100 y 200 Å y una estructura similar a la de las ilitas, su capa unitaria está formada por una lámina aluminica intercalada entre dos láminas silíceas (Figura 3.5). Pueden ser dioctaédricas o trioctaédricas (todas sus cavidades octaédricas están ocupadas). La característica más relevante de este grupo es su capacidad para absorber moléculas de agua entre capas, lo que produce una importante dilatación de la estructura.

Figura 3.5 Diagrama de la estructura de la montmorilonita



Fuente: DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 5

Las capas de montmorilonitas no están balanceadas eléctricamente. Existe en ellas un exceso de carga negativa debida a la sustitución isomórfica parcial de iones de silicio por aluminio en la lámina silícica y aluminio por iones bivalentes (Mg, Fe^2, Ni, Li y Zn) en la lámina de gibbsita. Esta condición de carga, es la base de la elevada capacidad de intercambio catiónico de la montmorilonita, así como del ingreso de moléculas polares (agua). La adsorción de moléculas polares entre capas determina la principal característica macrofísica de este grupo: la expansividad, por lo que su comportamiento mecánico será crítico, especialmente en presencia de agua, mostrando una fuerte tendencia a la inestabilidad.

La composición química teórica de las montmorilonitas, expresada en óxidos es $SiO_2 = 66.7\%$; $Al_2O_3 = 28.30\%$; $H_2O = 5.0\%$, correspondiente a la fórmula

$(OH)_4Si_8Al_4O_{20} \cdot nH_2O$, donde nH_2O es la intercapa (n capas) de agua adsorbida. En la naturaleza, sin embargo, la composición de la montmorilonita difiere siempre de la fórmula teórica y se encuentra siempre desbalanceada (Ver tabla 1.3 del anexo A). La montmorilonita se presenta en forma de masas compactas con colores grises, blancos y con ciertas coloraciones verdosas, marrones o amarillentas. Son arcillas de alta plasticidad, con densidad variable entre 1.6 a 2.7 y con una superficie específica de $800 \text{ m}^2/\text{g}$.

3.3 COMPORTAMIENTO FÍSICO QUÍMICO DE LAS ARCILLAS

Las arcillas ya sean caoliníticas, montmoriloníticas o ilíticas, son plásticas. Se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente (Crespo, 2004). También presentan tixotropía, fenómeno por el cual recuperan parcialmente con el tiempo, la resistencia perdida por el remoldeo del suelo.

El comportamiento mecánico e hidráulico de suelos gruesos está determinado básicamente por la fuerza gravitacional y condicionado por propiedades como la compacidad y la orientación de las partículas. En las arcillas, a diferencia de los suelos gruesos, existen otros tipos de fuerzas de carácter electromagnético con mayor importancia que rigen su estructura reticular interna, esto debido a que dicha estructura alcanza altos valores en su relación área volumen

En la estructura de los minerales de arcilla tienen especial importancia los enlaces covalente e iónico, como mecanismo de unión interatómico, así como los mecanismos de unión intermolecular que son de dos formas fundamentalmente: enlaces de hidrógeno (e hidróxido) y uniones por fuerzas de Van der Waals. Son estos mecanismos los responsables de la unión de las estructuras de las partículas de arcilla y en gran parte, de sus propiedades físicas.

Los enlaces de hidrógeno se basan en la unión de un átomo de hidrógeno a un átomo de oxígeno, flúor o nitrógeno (elementos con mayor electronegatividad) mediante la cesión de su único electrón. Al retirar esta carga, el campo positivo desarrollado por el núcleo del átomo de hidrógeno en su proximidad es muy grande, pudiendo atraer el polo negativo de otra molécula y estableciéndose así una liga a través de este átomo. Este tipo de enlace se presenta en las caolinitas.

Las fuerzas de Van der Waals son fuerzas de atracción entre moléculas, débiles en comparación con las uniones atómicas, y de rango corto ya que se manifiestan sólo a distancias inferiores de $5\text{\AA}$. Estas fuerzas provienen de tres tipos de interacción de energía: energía entre dipolos permanentes, energía de interacción entre un dipolo permanente y un dipolo inducido y fuerzas electrostáticas entre moléculas

neutras, tanto polares como no polares. Fuerzas de Van der Waals pueden presentarse entre capas estructurales que forman un cristal de arcilla, como por ejemplo en las montmorilonitas, siendo fácilmente separables.

3.3.1 Superficie específica

La superficie específica es el área externa de las partículas constituyentes. Se expresa en metro cuadrado por gramo de masa. El área superficial es mayor cuanto más pequeña y laminar sea la partícula. Valores de superficie específica para los grupos de minerales de arcilla mencionados anteriormente en este capítulo se ven en la Tabla 3.1.

3.3.2 Intercambio catiónico

El comportamiento macrofísico de las arcillas está influenciado por la interacción de las partículas sólidas con los componentes iónicos y moleculares del agua (intercambio catiónico) presentes en los vacíos del suelo. La captación iónica es variable de una arcilla a otra, y es consecuencia de la composición estructural interna en la que la superficie de las partículas posee carga eléctrica negativa producto de la discontinuidad de los cristales. En las arcillas tipo 1:1, las capas se sustentan mediante enlaces tipo puente de hidrógeno entre los grupos (OH) de las láminas octaédricas y los oxígenos de las tetraédricas, que resultan ser lo suficientemente fuertes para mantener unida la estructura global e impedir el ingreso de cationes entre capas (este es el caso de las caolinitas). En las arcillas tipo 2:1, el enlace tipo puente de hidrogeno entre capas no es posible por coincidir láminas tetraédricas. En este caso la estructura interna es compensada eléctricamente por la adición de cationes, por ejemplo K^+ en las ilitas. En las esmectitas, por el contrario, no es posible ligar cationes de una manera fuerte en el espacio intercapa, por lo que el desbalance eléctrico prevalece y atrae entonces una gran cantidad de moléculas de agua entre las capas que causan el hinchamiento de la arcilla.

Así, la capacidad de adsorción de las arcillas en general, proviene de la descompensación de cargas eléctricas a nivel estructural, permitiéndoles captar cationes o moléculas. La capacidad de intercambio catiónico, se puede definir como la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede adsorber a un determinado PH, es mayor si el PH del suelo es menor y por lo general se hace notable para valores de PH menores que 7. El intercambio catiónico es la propiedad fundamental de las arcillas del grupo de las montmorilonitas, donde es mayor, y disminuye en las ilitas y en las caolinitas, siendo estas últimas las menos susceptibles de intercambiar sus cationes.

Todo lo dicho conlleva a la identificación de la expansividad de las arcillas como una consecuencia directa de su microestructura (uniones intercapa débiles), de su superficie cargada eléctricamente (mayor superficie específica mayor energía) y de la capacidad de intercambio catiónico, siendo todas estas características más pronunciadas en las arcillas del grupo de las montmorilonitas. En la Tabla 3.1 se ve una comparación de estos factores para las caolinitas, illitas y montmorilonitas.

Tabla 3.1. Propiedades de los minerales arcillosos

MINERAL	Enlaces entre capa (Tipo y resistencia)	Superficie específica (m/gr)	Capacidad de cambio potencial (meq/100gr)	Contenido aproximado de agua adsorbida (%)
Caolinitas	Enlace de H + Valencia secundaria	12 -16	5 - 15	1
Illitas	Valencia secundaria + Enlace de K	80 - 100	20 - 50	4
Montmorilonitas	Valencia secundaria + Enlace del ion de cambio	800	80 - 150	40

3.3.3 Carga superficial y adsorción

La superficie de los minerales de arcilla posee carga eléctrica negativa desprendida de su estructuración interna, donde las cargas negativas de los átomos de oxígeno ubicados en los bordes crean en la superficie un campo de atracción eléctrico hacia el exterior, por lo cual las moléculas de agua, gracias a su naturaleza dipolar son atraídas por medio de su polo positivo formando una capa de agua (agua adsorbida) que queda unida a la superficie de los sólidos a través de un enlace de hidrógeno. Esta naturaleza polarizada del agua permite, por medio de su polo negativo, atraer cationes que a su vez atraen nuevas moléculas de agua incrementando así el espesor de la película.

Los cationes más próximos al cristal y por lo tanto más fuertemente ligados por vínculos eléctricos junto con el grupo de cationes levemente más desvinculados por su mayor lejanía a la superficie de la partícula forman dos estratos diferentes que en conjunto se conocen como capa doble difusa. Toda el agua que se mantiene

unida a las partículas de arcillas mediante vínculos eléctricos, se denomina agua de capa doble. La capa de agua de la zona inmediatamente adyacente a las partículas, que se mantiene fuertemente enlazada a ellas, se conoce como agua adsorbida. Las propiedades del agua adsorbida varían con respecto a las del agua libre, presentando mayor viscosidad, mayor densidad, mayor punto de ebullición y una temperatura de congelamiento mayor. Al aumentar la distancia, las fuerzas eléctricas se debilitan permitiendo que el agua recobre sus propiedades normales. Valores de agua absorbida para los diferentes grupos de minerales de arcilla se ven en la tabla 2.4.

3.4 COMPORTAMIENTO DE LAS ARCILLAS EN PRESENCIA DE AGUA

Una vez estudiadas las características de las arcillas relacionadas estrictamente con su microestructura y sus diferentes mecanismos de interacción, es hora de abordar su comportamiento macrofísico intrínsecamente relacionado con la presencia del agua.

3.4.1 Contrato expansión

El fenómeno de expansión de los suelos consiste en el aumento de volumen cuando aumenta el contenido de agua, este fenómeno suele ir acompañado de procesos de retracción si se producen variaciones climatológicas que des sequen el terreno, disminuyendo su volumen. En las arcillas el mecanismo de hinchamiento se debe fundamentalmente a la adsorción de moléculas de agua en las retículas y también a la repulsión eléctrica de las partículas sólidas y de sus cationes adsorbidos.

La acción de expansión o contracción de un suelo es producida por varios factores. El de mayor importancia es la diferencia entre la humedad natural del suelo y la humedad de equilibrio. La humedad de equilibrio es la obtenida en un suelo, cuando las condiciones ambientales fueran suficientemente estables para que la presión parcial del agua contenida en el suelo, iguale a la presión de vapor del agua en el aire. Si la humedad natural del suelo es inferior a la humedad de equilibrio el suelo buscará alcanzarla dando lugar a la expansión. Si la humedad natural es mayor que la humedad de equilibrio, el suelo se contraerá. Los cambios en el contenido de agua son causados por alteraciones de las condiciones medioambientales. Otros factores son debidos a una compactación elevada o al grado de consolidación que favorecen el desarrollo de la expansión cuando aumente el contenido de agua.

En general, la expansión está asociada a terrenos con presencia de arcillas de alta plasticidad donde la existencia de cargas eléctricas negativas en la superficie de los minerales arcillosos, así como la capacidad de intercambio catiónico resultan

fundamentales para la magnitud de la expansión, siendo las montmorilonitas los minerales preponderantemente expansivos.

3.4.2 Plasticidad y límites de Atterberg

La plasticidad de los suelos es una característica únicamente supeditada a sus elementos finos (arcillas), esta permite que el suelo sea remodelado con un determinado contenido de agua sin desmoronarse ni agrietarse, adoptando una consistencia que se conoce como plástica.

En mecánica de suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse (Juarez y Rico, 1986). La plasticidad de los suelos es debida a la carga eléctrica negativa existente en la superficie de las partículas de arcilla que atrae moléculas de agua aumentando el espesor de la capa de agua doble (mayor capa de agua adsorbida). Los suelos más plásticos poseen capas de agua doble con espesores más grandes, siendo estas, en combinación con el tamaño y la forma laminar de las partículas, las que determinan la plasticidad de los suelos. En síntesis, a mayor superficie específica mayor actividad eléctrica superficial y con ello mayor plasticidad.

Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso del método descrito por el científico sueco Albert Mauritz Atterberg. Este método consiste en definir los límites correspondientes a los cinco estados de consistencia en los que pueden presentarse los suelos cohesivos: sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido. Atterberg descubrió que la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino que depende de su contenido de agua. De esta manera, una arcilla totalmente seca tiene la consistencia de un sólido, careciendo de plasticidad, pero si a la misma arcilla se le adicionan diferentes cantidades de agua su consistencia varía, pudiendo asemejarse a un semilíquido e incluso a una suspensión para grados de humidificación altos.

Los límites de Atterberg son: el límite de líquido (LL), el límite plástico (LP) y el límite de contracción (LC). El límite líquido se define como el contenido de agua correspondiente a la frontera entre el estado plástico y el líquido. El límite plástico es la frontera entre el estado semisólido y el estado plástico. Por último, el límite de contracción corresponde al porcentaje de humedad con el cual una disminución en el contenido de agua, no genera reducción del volumen. Este límite es la frontera entre los estados semisólidos y sólido. La diferencia aritmética entre los valores del límite líquido y el límite plástico se conoce como índice de plasticidad.

3.4.3 Cohesión

La cohesión es la propiedad de ciertos suelos que presentan una atracción intermolecular entre sus partículas por medio de la cual estas se mantienen unidas, como en las arcillas. La propiedad depende de las partículas finas del suelo, en especial de la porción arcillosa que contenga. Es originada por la atracción electrostática de las superficies cargadas de las partículas de suelo y la tensión capilar de las películas de agua que rodean dichas partículas. La cohesión es una propiedad circunstancial del suelo que puede variar en el transcurso del tiempo, en función de su consolidación y de la cantidad de agua adsorbida.

3.5 SUELOS CONTRACTO EXPANSIVOS

Los suelos expansivos se refieren expresamente a aquellos suelos que experimentan aumentos y disminuciones de volumen de magnitudes considerables, según la cantidad de agua contenida sea mayor o menor, generando así alteraciones en la estabilidad de las obras asentadas sobre ellos (Merchán, 2014). Los cambios de volumen asociados a cambios de humedad que experimentan las arcillas expansivas, producen hinchamientos en épocas de lluvias y retracciones en épocas secas (Merchán, 2014). La expansión está asociada a terrenos arcillosos con límites líquidos e índices de plasticidad altos, densidades secas altas y presiones exteriores bajas.

Cuando la arcilla se encuentra a una distancia considerable de la superficie no se contrae y expande tanto como cuando se encuentra cerca de la superficie, esto debido a que existe una capa activa que comprende los estratos más superficiales y, por lo tanto, más susceptibles de ser afectados por los cambios del clima. La profundidad concreta que puede alcanzar el fenómeno de expansión se conoce como capa activa del suelo. En la zona norte de Cali, el espesor de la capa activa varía entre 2.0 y más de 4.0 metros dependiendo de la posición del nivel freático (por lo general, se encuentra a profundidades mayores de 3 metros) y especialmente del tipo de vegetación en desarrollo (Villafañe, 1991).

La expansión sucede únicamente en suelos parcialmente saturados, pues es fundamental que puedan absorber agua para iniciar así los ciclos de humectación y desecación, con los cambios de volumen consecuentes. En zonas de saturación, bajo el nivel freático, la variación de volumen se puede considerar inexistente.

3.5.1 Mecanismo de la expansividad

El mecanismo de hinchamiento de las arcillas posee una componente mecánica y otra físico-química. El fenómeno mecánico que explica la contracto expansión de las arcillas tiene que ver con el aumento de la tensión capilar de los meniscos cóncavos cuando el suelo se seca, por lo que el agua se retrae hacia los vacíos de menores diámetros, aumentando así las fuerzas de succión y la presión efectiva produciéndose por tanto la contracción volumétrica. En el proceso inverso, cuando la arcilla se humedece, el agua llena los vacíos de diámetros menores, la presión efectiva disminuye y el suelo se expande.

El mecanismo físico químico por el cual los suelos se expanden tiene que ver con la presencia de minerales arcillosos de estructura laminar, sus propiedades y características (siendo la montmorilonita el mineral predominante en los suelos expansivos) y con la abundancia de finos de tamaño inferior a dos micras. A nivel estructural, son fundamentales la acción de las cargas eléctricas netas existentes entre partículas (causadas por sustituciones isomorfas y desbalance eléctrico en las retículas), las fuerzas electromagnéticas que unen las capas básicas del mineral, la capacidad de intercambio catiónico y la formación de la capa doble difusa (cationes y moléculas de agua ligados a las partículas) sobre la superficie. La suma de estos factores da lugar a los dos procesos básicos de expansión: hidratación de las partículas de arcilla e hidratación de cationes.

Hidratación de las partículas de arcilla. Las partículas de arcilla poseen una superficie cargada negativamente que atrae moléculas de agua, estas moléculas de agua, gracias a su naturaleza dipolar se disponen con su polo positivo orientado hacia las partículas quedando libre el extremo negativo, a su vez este polo negativo puede atraer nuevas moléculas de agua basándose en su condición dipolar. Al repetirse varias este proceso se forma una película de agua que rodea a la partícula. Esta capa adsorbida de moléculas de agua hidrata a la partícula de arcilla generando su hinchamiento. En el proceso de adsorción pueden añadirse cationes formando sistemas partícula-agua-cación-agua-partícula que contribuyen a la atracción entre partículas.

Hidratación de cationes. El mecanismo de hidratación también puede presentarse en los cationes contenidos en la capa doble difusa. Aquí, las moléculas de agua son atraídas por su polo negativo hacia los cationes quedando su polo positivo libre para atraer nuevas moléculas de agua. Este proceso forma películas de agua alrededor de los cationes que producen igualmente expansión.

3.5.2 Identificación de suelos expansivos

3.5.2.1 Identificación en campo

Los suelos expansivos pueden ser detectados, aunque con un alto grado de ambigüedad, mediante un reconocimiento visual y manual en campo. Son indicadores de la posible existencia de suelos expansivos las grietas por secado, la plasticidad, los espejos de fricción y los daños estructurales en sus vecindades.

Grietas por secado. En los suelos expansivos aparecen en la superficie del terreno grietas debido a la retracción en períodos de sequía. Las grietas tienen un arreglo geométrico de tipo poligonal y pueden alcanzar una anchura de 3 centímetros (Merchán, 2014).

Plasticidad. Los suelos expansivos son de alta plasticidad. En ellos es relativamente fácil hacer un rollito de suelo sin que se desmorone.

Espejos de fricción. Si se extrae una muestra de suelo será posible notar zonas del suelo pulidas y estriadas debido a la fricción causada por los cambios volumétricos

Daños estructurales. Andenes o vías agrietadas y levantadas, así como fisuras y distorsiones considerables en las paredes de estructuras vecinas, son buenos indicadores de la presencia de suelos expansivos

3.5.2.2 Métodos mineralógicos de identificación

Al tener conocimiento de la composición mineralógica de las arcillas del suelo es posible identificar su expansividad pues de las características propias del mineral predominante, depende en alto grado el potencial expansivo. Las técnicas más comunes para identificar minerales arcillosos son:

Difracción por rayos X. Consiste en determinar la concentración y la proporción de diferentes minerales arcillosos, mediante la difracción de rayos X en las estructuras cristalinas de las arcillas. El proceso funciona gracias a que las estructuras cristalinas se basan en un arreglo tridimensional periódico de átomos, iones o moléculas, separados por distancias constantes.

Análisis Térmico Diferencial. El análisis térmico diferencial se basa en la observación y medida del calor absorbido o desprendido, cuando un material experimenta cambios físicos o químicos al ser calentado o enfriado (Besoain, 1985).

Análisis químico. Permite determinar la composición integral de la arcilla, particularmente por lo que se refiere a la presencia de impurezas, sin embargo, no informa sobre la distribución de los componentes.

Análisis por microscopio electrónico. El análisis por microscopio electrónico se basa, en el aumento de la capacidad de visión del ojo humano de manera que se pueda observar directamente la estructura interna del suelo, su composición mineralógica y su textura.

Cabe mencionar que para tener una identificación detallada y precisa de la composición mineralógica de las arcillas, no basta la aplicación de un solo método, sino que es necesaria la aplicación de varios métodos al mismo tiempo.

3.5.2.3 Métodos indirectos de identificación

Muchos autores se han valido de los límites de Atterberg y otros ensayos para identificar de manera somera los suelos expansivos. A continuación, se presentan varios métodos indirectos basados en dichos límites:

Tabla 3.2 Predicción de la expansividad a partir del límite líquido

GRADO DE EXPANSIÓN	LÍMITE LÍQUIDO	
	CHEN	NORMA IS 1498
Bajo	< 30	20 – 35
Medio	30 – 40	35 – 50
Alto	40 – 60	50 – 70
Muy alto	> 60	70 - 90

Fuente: Normas INV E – 132, 2013. Determinación de suelos expansivos.

Tabla 3.3 Predicción de la expansividad a partir del índice de plasticidad

GRADO DE EXPANSIÓN	ÍNDICE DE PLASTICIDAD		
	HOLTZ Y GIBBS	CHEN	NORMA IS 1498
Bajo	< 20	0 – 15	< 12
Medio	12 – 34	10 – 35	12 – 23
Alto	23 – 45	20 – 55	23 – 32
Muy alto	> 32	> 35	> 32

Fuente: Normas INV E – 132, 2013. Determinación de suelos expansivos.

Tabla 3.4 Predicción de la expansión a partir de otras medidas

GRADO DE EXPANSIÓN	CONTENIDO DE COLOIDES (% MENOR DE 0.001 mm.)	LÍMITE DE CONTRACCIÓN	ÍNDICE DE CONTRACCIÓN	ÍNDICE DE EXPANSIÓN LIBRE (%)	PORCENTAJE DE EXPANSIÓN EN ODÓMETRO (HOLTZ Y GIBBS)	PORCENTAJE DE EXPANSIÓN EN EDÓMETRO (SEED et al.)
Bajo	< 17	> 13	< 15	< 50	< 10	0 – 1.5
Medio	12 – 27	8 – 18	15 – 30	50 – 100	10 – 20	1.5 – 5.0
Alto	18 – 37	6 – 12	30 – 60	100 – 200	20 – 30	5 – 25
Muy alto	> 27	< 10	> 60	> 200	> 30	> 25

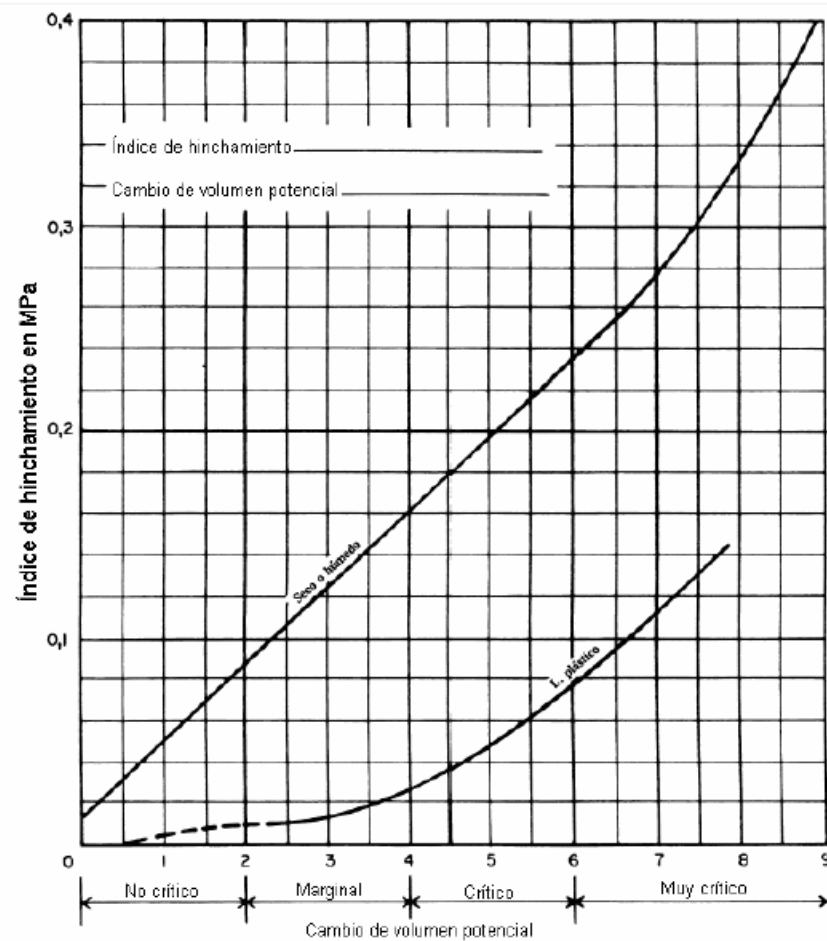
Fuente: Normas INV E – 132, 2013. Determinación de suelos expansivos.

Presión de expansión. “La presión de expansión se define como la presión requerida para evitar la expansión del suelo” (Ruiz, 1994). La medida de este parámetro se realiza mediante pruebas edométricas (INV E-132-07) y corresponde a la presión aplicada en laboratorio sobre una muestra de suelo expansivo para la cual, no presente cambios volumétricos al entrar en contacto con agua.

Potencial de cambio volumétrico. El método del potencial de cambio volumétrico fue desarrollado por Lambe en 1960, consiste en determinar la presión de expansión (designada como índice de expansión) que experimenta una muestra suelo, compactada en unas condiciones de humedad establecidas, al ser sometida a inmersión en el aparato medidor de Lambe (INV E-120, 2007). El índice de expansión hallado se transforma en potencial de cambio de volumen mediante la

carta mostrada en la Figura 3.6. La Tabla 3.5 muestra la clasificación del suelo de acuerdo con el potencial de cambio volumétrico.

Figura 3.6 Carta de cambio volumétrico potencial



Fuente: Normas INV E – 132, 2007. Determinación de suelos expansivos.

Tabla 3.5 Cambio volumétrico potencial

CVP	CONDICIÓN PARA EL SUELO
< 2	No crítica
2 – 4	Marginal
4 – 6	Crítica
> 6	Muy crítica

Fuente: Normas INV E – 132, 2013. Determinación de suelos expansivos.

3.5.3 Factores que inciden en la expansión

El potencial de expansión del suelo se ve influenciado por los siguientes factores:

Tipos de minerales y su cantidad presente en el suelo. El tipo de minerales de arcilla presentes en el suelo y la proporción en que se encuentran tienen relación directa con la magnitud del fenómeno de expansión. La capacidad de adsorción y el cambio volumétrico dependen especialmente del tipo de mineral, así, por ejemplo, si el mineral predominante en el suelo es la montmorilonita este ofrecerá mayor cantidad de expansión gracias a la alta capacidad de hidratación de las partículas y la alta capacidad de intercambio catiónico que posee dicho mineral.

Humedad. El contenido de agua del suelo incide de forma directa en la magnitud de la expansión. Un suelo seco tiene mayor potencial expansivo por cuanto el suelo es capaz de absorber mayor cantidad de agua y durante este proceso de saturación libera una mayor succión produciendo una mayor recuperación elástica. Un suelo húmedo en cambio se expande menos.

En cuanto a la contracción, si la humedad natural del suelo es menor que la humedad correspondiente al límite de contracción, un desecamiento posterior no producirá una contracción considerable; si el suelo tiene una humedad mayor, la contracción será igual a la diferencia entre la humedad natural y el límite de contracción.

Densidad seca. La densidad seca se define como la relación entre la masa sólida y el volumen total del suelo. Cuanto mayor es la densidad seca del suelo mayor es su potencial de expansión, esto debido al mayor contenido de partículas sólidas presentes por unidad de volumen con la posibilidad de distanciarse entre sí. Cuando un suelo es denso las partículas de arcilla tienen una disposición más compacta con poros de menor diámetro que los de un suelo suelto. Al humedecer el suelo, si la cantidad de agua absorbida no tiene espacio suficiente en los poros para ser alojada se generará la expansión, siendo de mayor magnitud cuanto más compacto esté el suelo. El proceso de contracción, en cambio, es más crítico en suelos menos densos.

Estado de esfuerzos. El comportamiento expansivo de un suelo está influido por las cargas aplicadas sobre él. La expansión puede ser nula si la magnitud de esfuerzos es suficiente para equilibrar las fuerzas internas. Si la carga aplicada es menor que las fuerzas internas, el suelo se expandirá hasta alcanzar el equilibrio. La expansión será mayor en suelos sobreconsolidados que en suelos normalmente consolidados.

Estructura del suelo. Seed y Chan (1962) señalan que las arcillas con estructuras floculadas poseen una mayor tendencia a la expansión que las arcillas con estructuras dispersas. Este comportamiento está relacionado con los distintos

contactos entre partículas arcillosas y los canales de flujo (permeabilidad) que entre ellas se crean, existiendo una menor resistencia al flujo de agua en un suelo floculado. Suelos inalterados o cementados presentan una menor tendencia a expandirse. En el proceso de remoldeo las cementaciones o enlaces entre partículas son eliminadas, reduciendo la rigidez y la resistencia al corte y aumentando la expansión del suelo.

Cambios estacionales (verano - invierno). Las variaciones de volumen tienen una relación directa con los cambios estacionales. En verano, el agua del terreno se evapora generando retracción y creando huecos y fisuras que a su vez permiten una mayor aireación y un aumento de la evaporación, acentuándose el agrietamiento y la contracción del suelo. En invierno el suelo empieza a saturarse debido a las lluvias continuas, produciéndose un empuje hacia arriba.

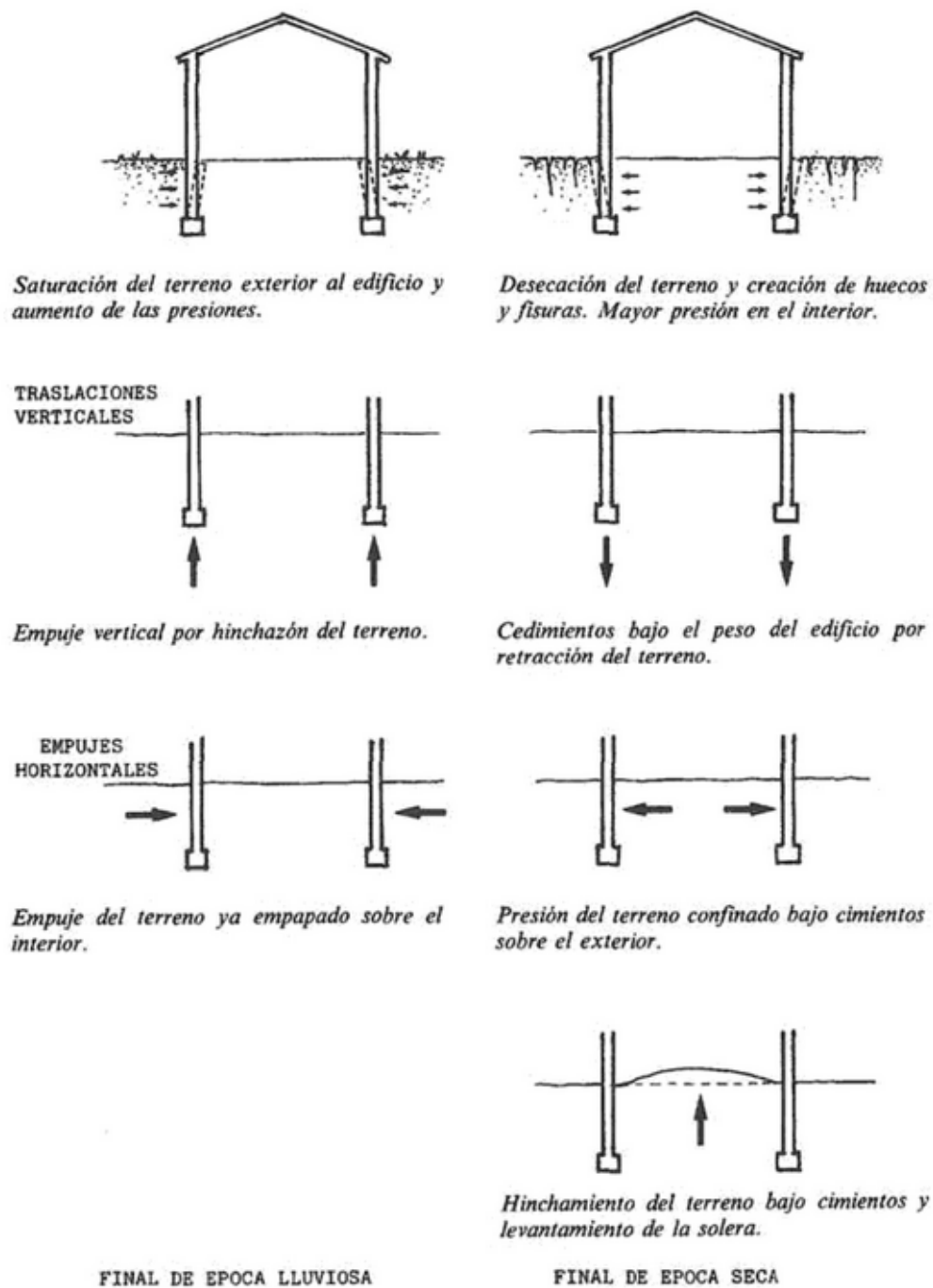
A los factores ya mencionados hay que agregar la presencia de vegetación, la urbanización y la edificación como agentes importantes del movimiento de contrato expansión, pues ambos generan una desecación gradual del terreno que disminuye los niveles freáticos y acarrea la retracción del terreno. Se estima que, en terrenos de alto potencial contrato expansivo, árboles como, la Acacia, el Eucaliptus y el Mango pueden ocasionar un desbalance promedio de humedad de cinco grados en una capa del subsuelo de unos 4.0 metros de espesor (Villafañe, 1991).

3.5.4 Efectos sobre las obras de ingeniería

La actividad de las arcillas expansivas mediante la acción directa del agua y la influencia de los factores anteriormente descritos, generan descensos en los bordes de las edificaciones por la contracción diferencial del suelo debida a fenómenos de evaporación. Como consecuencia de esta contracción diferencial del suelo se producen fisuras, grietas de flexión o cortante, alabeos, desplomes y giros monolíticos de los muros y cimientos (Villafañe, 1991). Otro efecto de los suelos expansivos consiste en el levantamiento de pisos y cimientos debido a la saturación causada por la infiltración de lluvias principalmente.

Los movimientos causados por los suelos expansivos son de dos tipos: empujes horizontales y traslaciones verticales (Merchán, 2014). Los empujes horizontales actúan sobre los cimientos (Figura 2.7). En épocas lluviosas, la humedad y el hinchamiento son mayores en la zona exterior a la cimentación por lo que el empuje es dirigido hacia el interior de esta. En verano, la humedad en la zona exterior de la cimentación disminuye y por tanto el suelo se retrae mientras que el terreno encerrado con mayor humedad empuja hacia el exterior. Las traslaciones verticales consisten en empujes hacia arriba o asentamientos (Figura 3.7), obedeciendo a los procesos de expansión o contracción, respectivamente.

Figura 3.7 Movimientos provocados por las arcillas expansivas



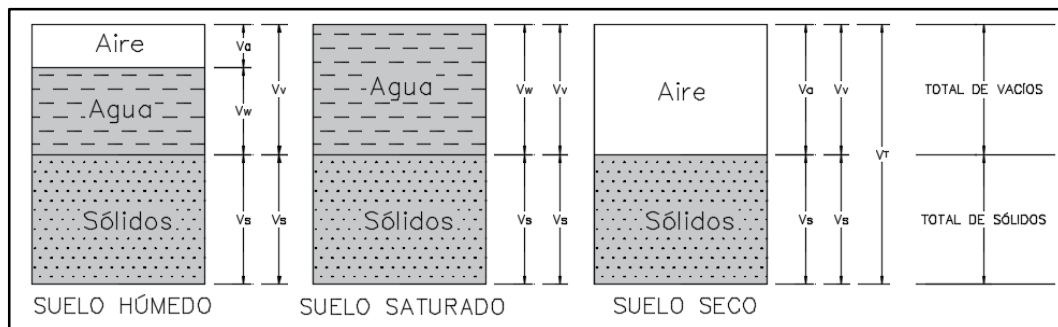
Fuente: MERCHÁN GABALDÓN, Faustino. Manual para la inspección técnica de edificios. Madrid: ACCI, 2014. p. 270.

3.6 FASES DEL SUELO: EL AGUA EN EL SUELO

El suelo es un medio poroso formado por tres fases: a) la fase sólida, constituida por partículas minerales u orgánicas o ambas; b) La fase líquida, formada por el agua libre específicamente, y c) La fase gaseosa que comprende principalmente el aire, aunque pueden estar presentes otros vapores. La fase líquida y la fase gaseosa llenan los espacios vacíos existentes en el suelo formando lo que se conoce como volumen de vacíos mientras que los sólidos constituyen el volumen de sólidos.

La variación en el contenido de agua del suelo da lugar a tres estados: 1) suelo húmedo o parcialmente saturado, aquel cuyo volumen de vacíos está formado por agua y aire; 2) suelo saturado, aquel que tiene todos sus espacios vacíos llenos totalmente de agua, y 3) suelo seco, donde el aire es el único componente de sus espacios vacíos. Estos estados y sus fases se representan esquemáticamente en la Figura 3.8.

Figura 3.8 Fases del suelo



Donde:

V_a = Volumen de gases.

V_w = Volumen de agua.

V_v = Volumen de vacíos.

V_s = Volumen de sólidos.

V_T = Volumen total de la muestra de suelos.

Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 4 Edición. México D.F.: Limusa, 2004. p. 61.

El estado del suelo con respecto a su contenido de agua es fundamental para la concepción y desarrollo de los procesos de consolidación y expansión. Así, por

ejemplo, un suelo seco no es factible de consolidarse y un suelo saturado no experimentará expansión.

3.7 ORIGEN DEL SUELO

3.7.1 Geología general de Cali (Valle del Cauca)

El Departamento del Valle del Cauca hace parte del denominado Suroccidente Colombiano donde interaccionan las placas tectónicas de Suramérica, Nazca y del Caribe. El Valle del Cauca está comprendido entre las Cordilleras Central y Occidental del Sistema Andino, separadas por una depresión interandina conocida como Graben del Cauca. Esta fosa del valle está formada por un basamento de rocas ígneas volcánicas de edad Cretácea y rocas sedimentarias Terciarias sobre las cuales yacen depósitos aluviales del río Cauca y sus tributarios. Desde el punto de vista geológico, Santiago de Cali, la capital del Departamento, puede dividirse en dos áreas: La primera, corresponde a la zona montañosa localizada al occidente de Cali, donde predominan rocas volcánicas Cretácicas (Formación Volcánica), suprayacidas por rocas sedimentarias Terciarias (Formación Guachinte), depósitos Plio-Pleistocénicos (Formación Jamundí y depósitos Fluvio-Volcánicos de Terrón Colorado) y depósitos Cuaternarios recientes (coluviones y aluviones). La segunda zona, corresponde al Valle aluvial del río Cauca, compuesta por depósitos Cuaternarios recientes, que conforman una zona plana, la cual se extiende hacia el extremo oriental del área de estudio (Estudio de Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali, 2005).

3.7.2 Geología local

Los sitios donde se tomaron las muestras se ubican en el barrio la Flora al norte de Cali. Desde el punto de vista geológico, la zona corresponde a materiales provenientes de rocas sedimentarias y volcánicas presentes en las cuencas tributarias. El subsuelo está formado por depósitos fluviales y lacustres tipo llanura de inundación formados a través del tiempo por el río Cauca y el río Cali junto a suelos residuales derivados de la meteorización de las rocas sedimentarias presentes en los cerros cercanos.

La zona se compone de capas de materiales predominantemente arcillosos y limosos cuya consistencia va aumentando con la profundidad. Los materiales arcillosos se encuentran sobre consolidados y presentan un potencial de expansión considerable.

Desde el punto de vista geomorfológico el sitio se encuentra en una zona plana de baja pendiente, cuya morfología original se encuentra alterada debido al alto desarrollo urbanístico que se ha presentado en el sector.

3.8 ANTECEDENTES

El problema de suelos expansivos fue identificado a finales de 1930, década en la que se incrementó en Estados Unidos la construcción en mampostería de cerámica. En la década de 1940 los daños en las edificaciones aumentaron coincidiendo con el incremento en el uso de losas de cimentaciones de concreto apoyados directamente sobre el terreno (Villafañe, 1991).

En 1959 se realizó la primera conferencia norteamericana sobre suelos expansivos y hasta la fecha se han realizado 7 conferencias internacionales sobre este fenómeno que genera cuantiosos daños en las edificaciones. Según Nelson y Miller (1992) el daño estimado a edificaciones, carreteras y otras estructuras construidas sobre suelos expansivos excede los 15 billones de dólares en Estados Unidos, anualmente.

Las deformaciones por expansión-contracción del suelo son significativas en suelos por encima del nivel freático, dentro de la llamada zona activa, definida como la profundidad donde ocurren los cambios estacionales de humedad y el suelo presenta mayor capacidad de absorber agua y cuyo espesor depende del tipo de suelo, topografía y clima (Meza, 2005).

3.9 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS

3.9.1 Compresibilidad

La compresibilidad es el grado en que una masa de suelo disminuye su volumen bajo el efecto de una carga. Esta propiedad define las características de esfuerzo deformación del suelo. Es mayor en los suelos de grano fino y mínima en los suelos de grano grueso. Por ejemplo, al comprimir una muestra de gravas y arenas no se producirá ningún cambio volumétrico significativo mientras que si se somete a compresión un estrato de arcillas habrá asentamientos considerables gracias a la estructuración inestable de las partículas de arcilla, a su forma laminar o acicular y a su capacidad de retención de agua. En los suelos finos, la compresibilidad puede medirse de acuerdo al límite líquido:

- Compresibilidad alta, límite líquido mayor a 50.
- Compresibilidad media, límite líquido entre 30 y 50.
- Compresibilidad baja, límite líquido menor a 30.

La compresión de una masa de suelo se origina por la deformación de las partículas de suelo, el reacomodo de dichas partículas y la expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. La aplicación de cargas a una masa de suelo da lugar a cambios volumétricos y desplazamientos en el sentido vertical. Estos desplazamientos verticales se conocen como asentamientos. Los asentamientos que surgen de la compresión son básicamente de tres tipos: 1) Asentamientos inmediatos, producidos por deformaciones elásticas de las partículas de suelo; 2) Asentamientos por consolidación primaria, producidos por la expulsión de agua de los espacios vacíos y 3) Asentamiento por consolidación secundaria, producidos por deformaciones plásticas de las partículas de suelo.

3.9.2 Teoría de la consolidación

Se denomina consolidación al proceso de deformación lenta y de cambio volumétrico del suelo, bajo la aplicación de un incremento de carga. Consiste en la disminución de volumen y la reducción de la relación de vacíos del suelo, diferida en el tiempo, bajo condiciones de carga sostenida. El resultado es el asentamiento de la masa de suelo producto del drenaje del agua de los vacíos del suelo y la transferencia gradual de la carga aplicada al esqueleto sólido del suelo. Cuando la deformación es vertical y además las partículas sólidas del suelo no cambian su posición relativa horizontal se conoce como consolidación unidimensional.

3.9.3 Generación de sobrepresiones intersticiales

Para que tenga lugar el proceso de consolidación es necesaria la expulsión del agua que se encuentra en los poros del suelo, siendo indispensable la existencia de un gradiente hidráulico para el desarrollo de dicho drenaje. Cuando un estrato de suelo es sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de agua de poros aumenta con respecto a las presiones intersticiales correspondientes al equilibrio hidrostático, con lo cual se establece el flujo de agua hacia zonas de menor presión (gradiente hidráulico). Esto permite la disipación del exceso de presión intersticial.

Si se analiza un estrato de arcilla saturada sometida a un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$, donde $\Delta\sigma'$ es el incremento de esfuerzo efectivo y Δu es el incremento en la presión de poros, y considerando la baja permeabilidad de las arcillas y la incompresibilidad del agua se obtiene que para el tiempo $t = 0$, no se producen variaciones de volumen y el esfuerzo total será tomado únicamente por el agua $\Delta\sigma = \Delta u$, por lo tanto $\Delta\sigma' = 0$. En $t = 0$ aparecen gradientes hidráulicos bajo la acción de los cuales el agua fluye hacia zonas de menor sobrepresión.

Posteriormente, el exceso de presión de poros decrecerá gradualmente, debido al drenaje de agua y el esfuerzo total empezará a transmitirse a la estructura sólida del suelo, aumentando el esfuerzo efectivo. Así entonces, en el tiempo $0 < t < \infty$, $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$, Donde $\Delta\sigma' > 0$ y $\Delta u < \Delta\sigma$. Y por último, para el tiempo $t = \infty$ el exceso de presión de poro se disipará completamente por drenaje.

En general las sobrepresiones intersticiales generadas en un suelo, dependen de varios factores: el tipo de suelo, específicamente del coeficiente de permeabilidad asociado al suelo; el grado de saturación, si el suelo no está saturado, la compresibilidad de los gases presentes en los poros permite una disipación de las presiones que asume el agua intersticial; y la velocidad de aplicación de la carga, que usualmente es demasiado rápida para que los suelos se consoliden durante dicha aplicación.

3.9.4 Analogía mecánica de Terzaghi

Terzaghi propuso una analogía mecánica para representar el fenómeno de la consolidación unidimensional. Según dicha analogía el proceso de consolidación de un estrato de arcilla de espesor limitado bajo cargas aplicadas de manera uniforme y sostenida es comparable con el funcionamiento de un cilindro con un pistón conectado a un resorte (Ver Anexo G).

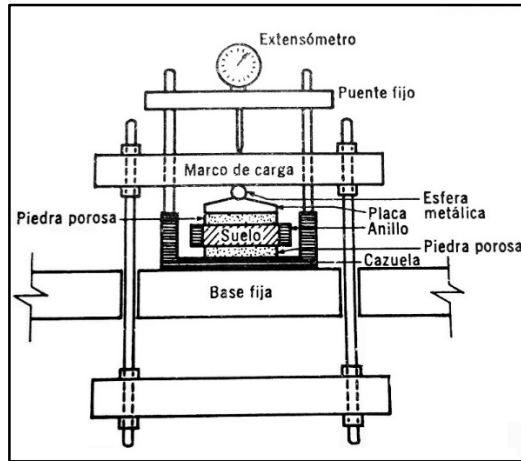
3.9.5 Prueba de consolidación unidimensional

La prueba de consolidación unidimensional fue ideada por el Dr. Karl Terzaghi con el objetivo de establecer las relaciones entre la presión aplicada a un suelo y su reducción de volumen y entre esta deformación y el tiempo requerido para su alcance. Esta prueba permite calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos debidos a cargas aplicadas.

La prueba de consolidación unidimensional estándar consiste en aplicar carga a un espécimen de suelo, confinado lateralmente por un anillo de modo que las deformaciones ocurran sólo por acortamiento de la muestra. La prueba se efectúa en un consolidómetro de anillo libre, también conocido como odómetro. La muestra de suelo labrada en forma de cilindro se coloca dentro de un anillo metálico que se protege por ambas caras por medio de dos piedras porosas que permiten el drenaje de agua del suelo al ser comprimido. El conjunto se coloca dentro de una cazuela en la que se agrega agua para mantener el espécimen saturado. Mediante un brazo de palanca se aplica carga sobre el espécimen, esta carga se reparte uniformemente en toda el área de la muestra gracias al marco de carga. El registro de deformaciones se realiza por medio de un extensómetro apoyado sobre el marco de carga y con la ayuda de un cronómetro se mide el tiempo que transcurre para

alcanzar cierta deformación bajo un incremento de carga específico. La carga se va aplicando en incrementos elegidos, permitiendo que cada incremento actúe por un lapso hasta que la lectura del extensómetro se estabilice. La Figura 3.9 muestra un esquema de la colocación de la muestra en el consolidómetro.

Figura 3.9 Consolidómetro de anillo flotante

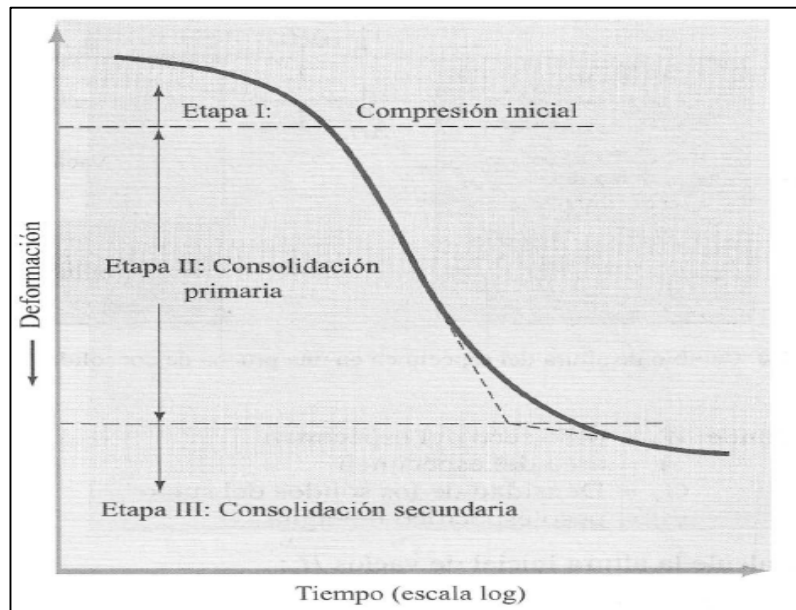


Fuente: JUAREZ, Eulalio y RICO, Alfonso. Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos. 3 Edición. México D.F.: Limusa, 1986. p. 248.

3.9.6 Curva de consolidación

En la prueba de consolidación se lleva un registro del progreso de la deformación a través del tiempo, para cada uno de los incrementos de presión. Con los resultados obtenidos para cada incremento de carga dado, se elabora la gráfica deformación del espécimen versus tiempo, en escala semilogarítmica. Esta gráfica recibe el nombre de curva de consolidación y permite conocer, entre otras cosas, el tiempo en el cual se ha completado la consolidación bajo el incremento de carga correspondiente. La forma general de la curva de consolidación se puede observar en la Figura 3.10. En cada prueba de consolidación se obtienen tantas curvas de consolidación como incrementos de carga se hayan efectuado.

Figura 3.10 Curva de consolidación Casagrande



Fuente: DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 155.

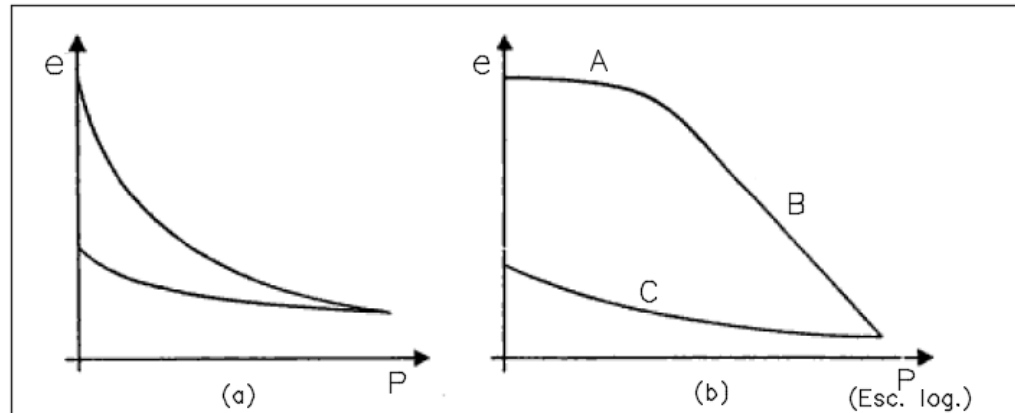
En la gráfica se observan tres etapas diferentes: Compresión inicial, causada por la precarga. Consolidación primaria, proceso de deformación gobernado por la expulsión de agua de los poros. Durante esta etapa el exceso de presión de poro del agua se disipa y la carga aplicada es transferida paulatinamente a las partículas sólidas del suelo. Consolidación secundaria, proceso de deformación que se atribuye al reacomodo plástico de las partículas de suelo. La consolidación secundaria inicia una vez que el exceso de presión de poros, se ha disipado completamente y la presión aplicada es soportada sólo por las partículas de suelo.

3.9.7 Curva de compresibilidad

Cuando el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga, la relación de vacíos tiene un valor evidentemente menor que el inicial y puede determinarse a partir de los datos del espécimen y de las lecturas del extensómetro. Se tiene para cada incremento de carga, un valor final de la relación de vacíos y un esfuerzo correspondiente. Conociendo la relación de vacíos final para cada incremento de presión de la prueba se construye una gráfica en cuyas ordenadas se ubican las relaciones de vacíos y en las abscisas los esfuerzos, en escala semilogarítmica o natural. El modelo de estas curvas se muestra en la Figura 3.11.

Estas curvas se llaman de compresibilidad. Al final de cada prueba de consolidación se obtiene una curva de compresibilidad.

Figura 3.11. (a) Curva de compresibilidad en escala natural; (b) Curva de compresibilidad en escala semilogarítmica



Fuente: JUAREZ, Eulalio y RICO, Alfonso. Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos. 3 Edición. México D.F.: Limusa, 1986. p. 251.

En las curvas de compresibilidad se distinguen tres tramos diferentes (Figura 3.11.b). El tramo A de la curva se conoce como tramo de recompresión cuyo punto de curvatura máximo se alcanza en la proximidad con el tramo B; el tramo B o tramo virgen es generalmente una recta cuyo punto final corresponde al máximo incremento de carga y el tramo C o tramo de descarga, que consiste en llevar al espécimen a carga final nula.

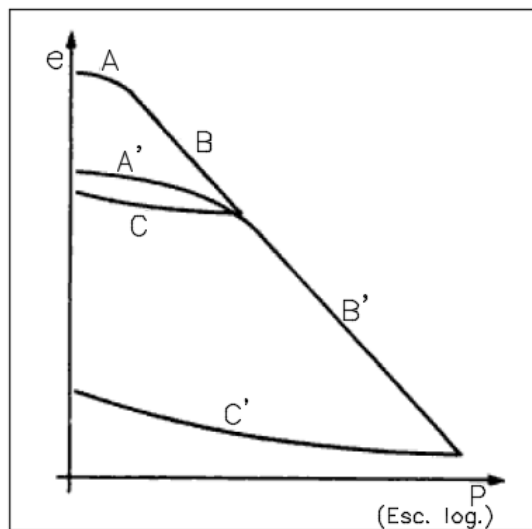
3.9.8 Carga de preconsolidación

La carga de preconsolidación es la máxima carga que ha soportado un suelo en toda su historia geológica. Gráficamente la carga de preconsolidación corresponde al esfuerzo crítico para el cual hay un cambio de pendiente entre los tramos A y B de la Figura 3.11.b. Esta presión máxima puede ser igual o mayor que la presión existente en el sitio donde se encuentra dicho suelo. Cuando un espécimen es sometido a una prueba de consolidación unidimensional, cierta reducción en su relación de vacíos se produce cuando la presión aplicada es todavía menor que la carga de preconsolidación. Cuando la presión aplicada supera la presión máxima a la que ha estado sometido el suelo la disminución en la relación de vacíos es mucho mayor de modo que la gráfica logaritmo de esfuerzo versus relación de vacíos tiene

una apariencia prácticamente lineal con una pendiente más inclinada (Ver tramo B de la Figura 3.11.b).

Este comportamiento es verificado en laboratorio mediante un experimento en el cual una muestra de arcilla se somete a un ciclo de carga y descarga (tal y como se hace en una prueba de consolidación unidimensional), y una vez descargada se vuelve a cargar con una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo para posteriormente volver a descargarse hasta una condición de esfuerzo cero. La Figura 3.12 muestra la gráfica logaritmo de esfuerzo versus relación de vacíos para el caso anteriormente descrito. Las gráficas ABC y A'B'C' son las gráficas obtenidas para el primer y segundo ciclo de descargar respectivamente. Nótese que el tramo A' del segundo ciclo de carga, es un tramo de recompresión que se produce cuando se están aplicando presiones que el suelo ya ha soportado. Este tramo se extiende hasta la máxima presión aplicada en el primer ciclo de carga. El tramo B' resulta al aplicar ahora presiones que el suelo nunca ha soportado. Este tramo virgen se define como la continuación del tramo virgen del primer ciclo y su pendiente se conoce como índice de compresión (C_c). Por otra parte las ramas de descarga y recarga hasta llegar a la zona virgen tienen pendientes similares que se conocen como índice de expansión (C_s). Tanto la pendiente virgen C_c como la de descarga C_s , no dependen de los esfuerzos aplicados sino del suelo propiamente.

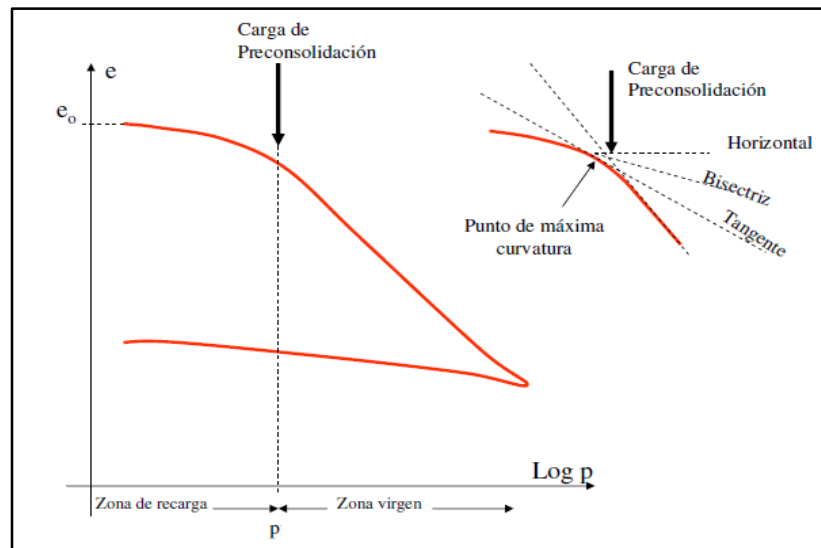
Figura 3.12 Curva de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos



Fuente: JUAREZ, Eulalio y RICO, Alfonso. Mecánica de suelos. Fundamentos de la mecánica de suelos. 3 Edición. México D.F.: Limusa, 1986. p. 252.

Para determinar la carga de preconsolidación se utiliza el método gráfico propuesto por Casagrande (Figura 3.13) que consiste en trazar una tangente a la curva en el punto de máxima curvatura; en dicho punto se dibuja una línea horizontal, posteriormente se prolonga hacia arriba la recta del tramo virgen y finalmente se traza la bisectriz del ángulo formado por la tangente y la horizontal. El punto de unión de la recta virgen y la bisectriz determina la vertical correspondiente al esfuerzo de preconsolidación

Figura 3.13 Método para determinar la carga de preconsolidación



Fuente: LEONI, Augusto. Consolidación de suelos. p. 12.

La carga de preconsolidación permite clasificar las arcillas con base en la historia geológica de su esfuerzo soportado en:

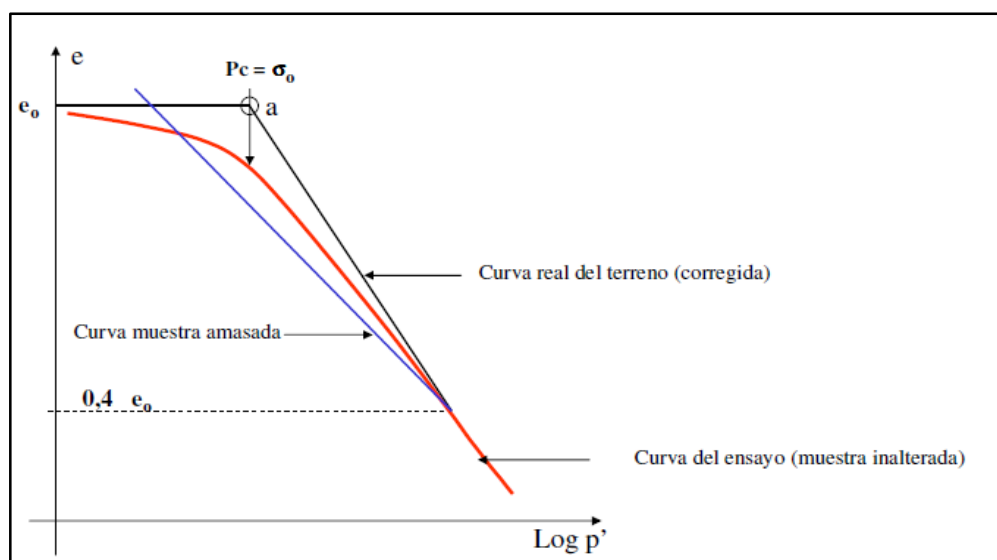
- Arcillas normalmente consolidadas, aquellas en que la presión existente en el terreno es igual a la máxima presión a la que ha estado sometido el suelo en su historia geológica.
- Arcillas preconsolidadas, aquellas en que la presión existente en el terreno es menor que la presión máxima que el suelo ha experimentado en el pasado.

3.9.9 Corrección de la curva de compresibilidad

Las curvas de compresibilidad de los suelos deben ser corregidas debido a las perturbaciones sobre la relación esfuerzos relación de vacíos, surgidas como

consecuencia de la manipulación de las muestras. En un suelo arcilloso normalmente consolidado con una relación de vacíos e_0 y una sobrecarga σ_0 , la curva de compresibilidad con un incremento de presión en el campo será aproximadamente aquella que parte del punto a en la Figura 3.14, esta corresponde a la rama virgen de la curva de compresibilidad. Sin embargo, la rama virgen de la curva de compresibilidad de una muestra inalterada procesada en laboratorio pasa por debajo de la rama virgen de la curva de compresibilidad en campo. Para corregir este desfase, Schmertmann observó que las curvas de compresibilidad de muestras inalteradas y muestras amasadas (Figura 3.14) se interceptan para un valor de $0.4 e_0$ y por lo tanto, la curva real (corregida) también se debe interceptar para ese valor de e_0 .

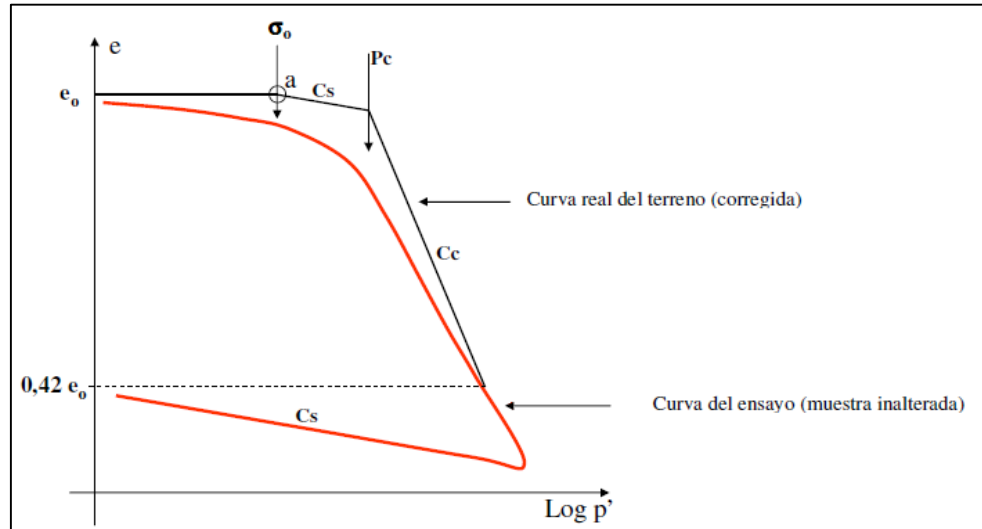
Figura 3.14 Corrección de la curva de compresibilidad en suelos normalmente consolidados



Fuente: LEONI, Augusto. Consolidación de suelos. p. 16.

Al someter una muestra inalterada de un suelo preconsolidado con una carga σ_0 y una relación de vacíos e_0 a un ensayo de consolidación, se tiene que la carga de preconsolidación P_c está ubicada la derecha de σ_0 en la curva de compresibilidad por lo que será necesario cierto grado de recompresión hasta alcanzar P_c y comenzar el tramo de compresión virgen. Esta recompresión sigue una pendiente igual al índice de expansión C_s . El tramo de corrección queda definido por la recta que une el punto correspondiente a la carga de preconsolidación y el punto de la curva del ensayo con una relación de $0.4 e_0$ (Figura 3.15).

Figura 3.15 Corrección de la curva de compresibilidad en suelos preconsolidados



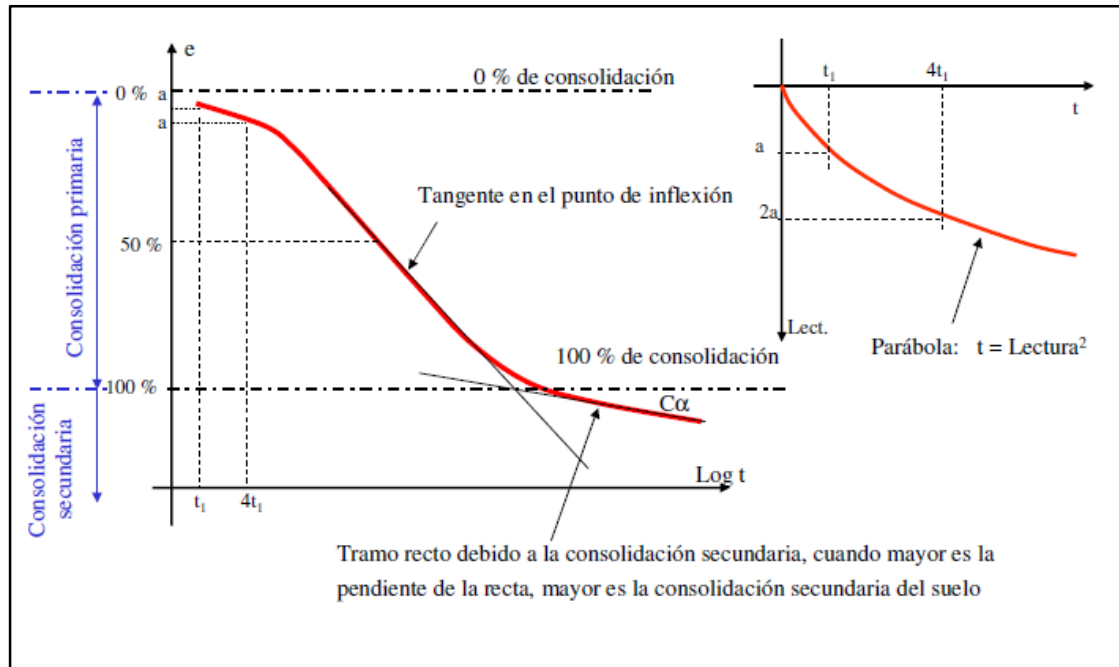
Fuente: LEONI, Augusto. Consolidación de suelos. p. 16.

3.9.10 Consolidación secundaria

En la Figura 3.16 se pueden observar los puntos característicos de la curva de consolidación. En la consolidación primaria el exceso de presión intersticial o neutra generado por la sobrecarga aplicada, se disipa totalmente al llegar al 100% de la consolidación primaria. Después de la consolidación primaria la compresión continúa; a esta etapa de cambios volumétricos en la muestra se le conoce como consolidación secundaria. Este fenómeno se atribuye al deslizamiento gradual diferido en el tiempo entre las partículas sólidas de suelo, que tienden a estados más compactos para adaptarse a la nueva condición de carga. También contribuyen las deformaciones plásticas de las partículas.

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\log(t_2) - \log(t_1)} \text{ (índice de compresión secundaria)}$$

Figura 3.16 Curva de consolidación primaria y secundaria



Fuente: LEONI, Augusto. Consolidación de suelos. p. 18.

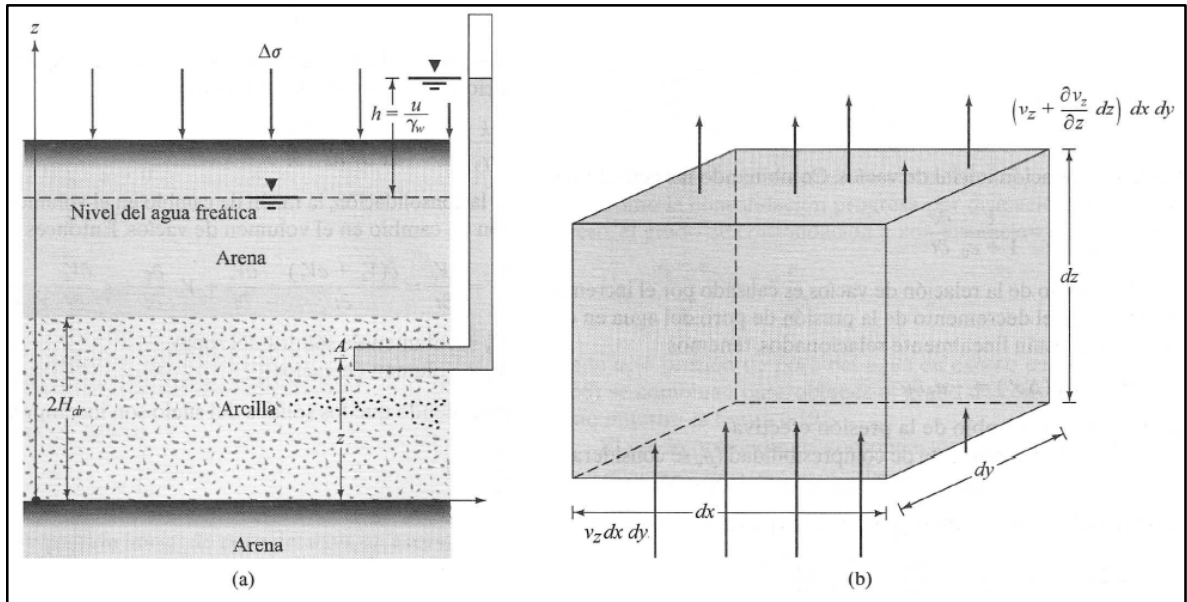
3.9.11 Ecuación de la consolidación unidimensional

La consolidación primaria es básicamente un problema de flujo de agua a través de un estrato de suelo. La derivación matemática del fenómeno de consolidación unidimensional parte de las siguientes hipótesis:

- El sistema suelo - agua es homogéneo.
- El suelo está totalmente saturado.
- Tanto el agua como las partículas de suelo son incompresibles.
- El flujo de agua es solamente vertical.
- El flujo de agua en el suelo cumple con la ley de Darcy.

En la Figura 3.17.a se observa un estrato de arcilla comprendido entre dos estratos de arena altamente permeables. Al aplicar al conjunto una presión $\Delta\sigma$, la presión intersticial en el estrato de arcilla aumentará y el agua será expulsada hacia los estratos de arena. En la Figura 3.17.b se muestra el flujo de agua a través de un elemento diferencial prismático en A.

Figura 3.17. (a) Estrato de arcilla sometida a consolidación; (b) flujo de agua en el punto A durante la consolidación



Fuente: DAS M., Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 175.

El cambio de volumen del elemento mostrado en la Figura 3.17.b es igual a la cantidad de agua que sale por la cara superior menos la que entra por la cara inferior. La razón de cambio del volumen será:

$$(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) dx dy - v_z dx dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz \quad (1)$$

Donde V = volumen del elemento de suelo

v_z = velocidad del flujo en la dirección z

Usando la ley de Darcy se tiene,

$$v_z = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (2)$$

Por lo tanto,

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \text{ y } \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3)$$

Sustituyendo por $\frac{\partial V}{\partial t}$ y $\frac{\partial v_z}{\partial z}$ se obtiene

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{donde } \partial e = -a_v \partial u \quad (4)$$

De (4) se obtiene el primer parámetro de la muestra de consolidación unidimensional denominado coeficiente de compresibilidad.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} \text{ (Coeficiente de compresibilidad)}$$

Resultando:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (5)$$

La ecuación (5) se conoce como la ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional y establece la relación entre la presión intersticial en exceso, la profundidad y el tiempo. Donde

$$C_v = \frac{k(1 + e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \text{ (coeficiente de consolidación)}$$

$$m_v = \frac{a_v}{(1 + e_0)} \text{ (coeficiente de variación volumétrica)}$$

La solución de la ecuación de la consolidación unidimensional está dada por la siguiente serie de Fourier

$$u = \frac{4u_0}{\pi} \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{1}{(2n + 1)} \operatorname{sen} \left[\frac{(2n + 1)\pi}{2} \cdot \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v t}{4H^2}} \right\}$$

Donde u_0 = presión inicial de poro del agua en exceso o exceso de presión en el agua del suelo. Con las siguientes condiciones de frontera:

- $u = 0$ para $z = 0$ y $z = 2H$ (para todo tiempo $t > 0$).
- $u = u_0$ para $t = 0$ y $0 < z < 2H$.

3.9.11.1 Factor tiempo

El factor $\frac{C_v t}{H^2}$ que aparece en el exponente de e en la serie de Fourier anterior, se conoce como factor tiempo (T) y es una cantidad adimensional.

$$T = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} \cdot \frac{t}{H^2}$$

3.9.11.2 Grado de consolidación

El grado de consolidación del suelo a una profundidad z y en un instante t , es la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo un incremento de carga.

$$U_z(\%) = \left(1 - \frac{u_z}{u_0}\right) 100$$

Donde u_z = presión de poro del agua en exceso en el tiempo t .

El grado promedio de consolidación para el estrato completo, considerado en el instante t , es la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que ha de producirse.

$$U(\%) = \frac{S_t}{S} = 100 \left[1 - \frac{1}{u_0 \cdot 2H} \int_0^{2H} u \, dz \right]$$

Donde $U(\%)$ = grado promedio de consolidación

S_t = asentamiento del estrato en el tiempo t

S = asentamiento último total del estrato por consolidación primaria

Se puede escribir el grado promedio de consolidación como

$$U(\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4}} \right]$$

El grado promedio de consolidación es sólo función del factor tiempo y es una cantidad adimensional.

$$T = \frac{\frac{\pi}{4} \left(\frac{U \%}{100} \right)^2}{\left(1 - \left(\frac{U \%}{100} \right)^{5.6} \right)^{0.357}}$$

La anterior ecuación relaciona el factor de tiempo con el grado de consolidación.

3.9.12 Coeficiente de consolidación

Existen dos métodos gráficos para determinar el coeficiente de consolidación a partir de una prueba de consolidación unidimensional.

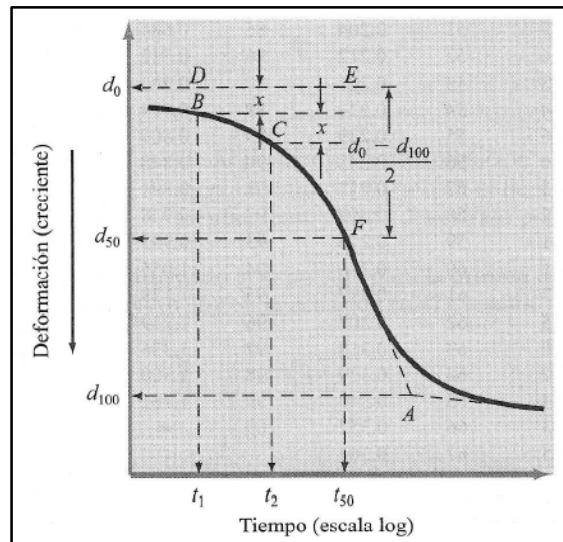
3.9.12.1 Método del logaritmo de tiempo

Para un incremento de carga dado la gráfica de tiempo versus deformación se muestra en la Figura 3.18. Para determinar C_v se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Se extienden los tramos rectos de consolidación primaria y secundaria hasta que se intersequen en un punto A. La ordenada de A representa, la deformación total de la consolidación primaria.
- Sobre la porción curva de la gráfica se seleccionan tiempos t_1 y t_2 tal que $t_2 = 4t_1$. Se hace la diferencia de la deformación de la muestra durante el tiempo $(t_2 - t_1)$ igual a x .
- Se dibuja una línea horizontal DE tal que la distancia BD sea igual a x . La deformación correspondiente a la línea DE es d_0 (deformación correspondiente al 0% de la consolidación).
- La ordenada del punto F representa la deformación correspondiente al 50% de la consolidación primaria y su abscisa representa el tiempo t_{50} .
- Para un grado de consolidación promedio del 50%, $T_v = 0.197$

$$T_{50} = \frac{C_v t_{50}}{H^2} \quad o \quad C_v = \frac{0.197 H^2}{t_{50}}$$

Figura 3.18 Método del logaritmo de tiempo para determinar el coeficiente de consolidación (Casagrande)



Fuente: DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 180

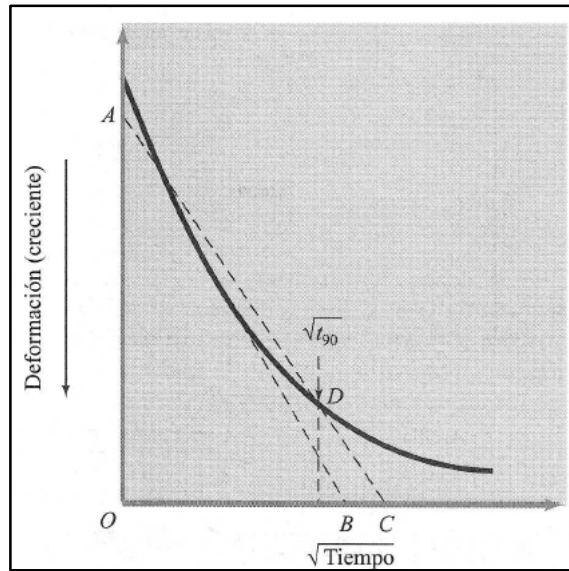
3.9.12.2 Método de la raíz cuadrada del tiempo

Este método consiste en realizar una gráfica de la raíz cuadrada de tiempo versus deformación (Figura 3.19). Sobre la gráfica mencionada se desarrolla el siguiente procedimiento:

- Se traza una línea $\overline{AB}$ que prolongue el tramo recto de la curva de consolidación.
- Se traza otra recta $\overline{AC}$ tal que $\overline{OC} = 1.15 \overline{OB}$. La abscisa del punto D proporciona la raíz cuadrada del tiempo para una consolidación del 90%.
- Para el 90% de la consolidación $T_{90} = 0.848$ por lo que

$$T_{90} = \frac{C_v t_{90}}{H^2} \quad o \quad C_v = \frac{0.848 H^2}{t_{90}}$$

Figura 3.19 Método de la raíz de tiempo para determinar el coeficiente de consolidación (Taylor)



Fuente: DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 181

4. METODOLOGÍA

4.1 EXPLORACIÓN Y TOMA DE MUESTRAS

El criterio de selección de sitios para llevar a cabo el muestreo se basó en la investigación de puntos estratégicos en los que el suelo presentara mayor plasticidad y donde existiera evidencia suficiente de daños a las edificaciones y vías por variación volumétrica del suelo al cambiar su humedad. Para cumplir con la anterior se realizaron varios recorridos para recolectar un registro fotográfico de las zonas con mayor acción aparente de suelos expansivos. Adicionalmente se utilizaron los resultados de las tesis “Evaluación de las propiedades contracto-expansivas de los suelos de un sector del barrio la Flora, Santiago de Cali” elaborada por Christian Camilo Amaya Jiménez como guías para determinar los sitios con mayor potencial expansivo. Las muestras se obtuvieron mediante 4 sondeos ejecutados con equipo mecánico de percusión con tubos de pared delgada Shelby.

4.2 METODOLOGÍA DE ENSAYOS

4.2.1 Determinación del contenido de agua

Se determina con el procedimiento indicado en la norma INV E-122-13. Este consiste en llevar una muestra de suelo con su humedad natural, a un horno a 110 ± 5 °C dejándola secar entre 12 y 18 horas o hasta que el peso de la muestra de suelo sea constante. El contenido de agua se obtiene, al relacionar la masa de los sólidos y la masa de agua de la muestra húmeda.

4.2.2 Determinación de la gravedad específica de los sólidos

La gravedad específica de la fase sólida del suelo, relaciona la masa del volumen de sólidos de la muestra y la masa del mismo volumen de agua destilada sin aire a determinada temperatura.

El ensayo de gravedad específica, se realiza siguiendo la norma INV E-128-13. Este ensayo se realiza para muestras que pasan el tamiz número 4. Se debe utilizar un picnómetro mínimo de 250 ml, al cual se le agrega la muestra de suelo (35 g) y agua preferiblemente destilada hasta la marca de calibración.

Se debe utilizar una bomba de vacío durante al menos dos horas para extraer el aire de la muestra, agitando constantemente el picnómetro. En seguida se pesa el picnómetro con la muestra y se toma la temperatura. Para finalizar se coloca la

muestra en un recipiente y se lleva al horno para poder obtener el peso de los sólidos.

4.2.3 Determinación peso unitario húmedo, peso unitario seco, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación

El peso unitario del suelo se define como el peso de la muestra por unidad de volumen. Para hallar este valor se utiliza un método basado en el principio de Arquímedes: “la fuerza de empuje sobre un objeto inmerso es igual al peso del fluido desplazado por ese objeto”.

Se debe tomar una muestra de suelo inalterada y se pesa, después se debe cubrir la muestra con parafina (Figura 4.1), teniendo en cuenta que no queden aberturas que permitan el ingreso de agua y se pesa la muestra parafinada. En seguida se pesa la muestra parafinada sumergida en agua. Realizando procedimientos matemáticos donde se relacionan estos pesos, se encuentra el peso unitario húmedo.

El peso unitario seco, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación se determinan por relaciones volumétricas, teniendo en cuenta los datos de los ensayos de gravedad específica, contenido de agua y peso unitario húmedo.

Figura 4.1 Muestra parafinada para ensayo de peso unitario



4.2.4 Clasificación de las muestras según el sistema “SUCS”

La clasificación de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se describe en la norma INV E-181-13, consiste en clasificar los suelos con base en la distribución de los tamaños de las partículas y de la carta de plasticidad. Por esta razón se deben realizar los ensayos correspondientes para determinar el tamaño de las partículas, el límite líquido y el índice de plasticidad.

4.2.4.1 Determinación del tamaño de las partículas. (Tamizado e hidrometría)

La determinación de la distribución del tamaño de las partículas se realiza por dos métodos, por cribado para partículas mayores a 0.075 mm o retenidas en el tamiz No 200 y por sedimentación de las partículas en un hidrómetro para las partículas menores a 0.075 mm o que pasan el tamiz No 200. El procedimiento para este ensayo lo describe la norma INV E-123-13.

El método por cribado o tamizado consiste en pasar el suelo por una variedad de tamices para separar la muestra de suelo en diferentes tamaños. Los tamices que se utilizan son: No 4, 8, 16, 30, 50, 100 y 200 (Figura 4.2.a). El suelo retenido en cada tamiz se pesa para realizar una curva granulométrica.

La hidrometría se basa en la ley de Stokes (1850), en la que la velocidad de sedimentación de las partículas en un líquido es función de su tamaño, forma y peso. El ensayo consiste en dejar 50 gramos de suelo con 125 ml de solución de hexametafosfato de sodio al 4% por 24 horas. Al terminar el periodo de saturación se dispersa con un agitador (Figura 4.2.b) y se transfiere la muestra a un cilindro de sedimentación (Figura 4.2.c), se toma la temperatura y las lecturas con un hidrómetro ASTM 152H (Figura 4.2.d) a diferentes tiempos, hasta que la lectura se estabilice.

Figura 4.2 Materiales para la determinación de las partículas de suelo. (a) Tamices; (b) Agitador; (c) Probeta con muestra; (d) Hidrómetro 152H



a)



b)



c)



d)

4.2.4.2 Determinación del límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y Carta de Plasticidad

El límite líquido es el contenido de agua en porcentaje, en el punto de transición de estado plástico a líquido. Para determinar este valor se sigue el procedimiento establecido en la norma INV E-125-13, utilizando la cazuela de bronce o copa de Casagrande (Figura 4.3) y un ranurador estándar para separar la muestra de suelo en dos, para que posteriormente, estas dos partes se junten en una longitud de 13 mm aproximadamente, por medio de los golpes que se producen al accionar el mecanismo de la cazuela. El número de golpes debe estar entre 15 y 35.

Figura 4.3 Cazuela de Casagrande y ranurador estándar. Laboratorio de Suelos y Pavimentos, EICG.



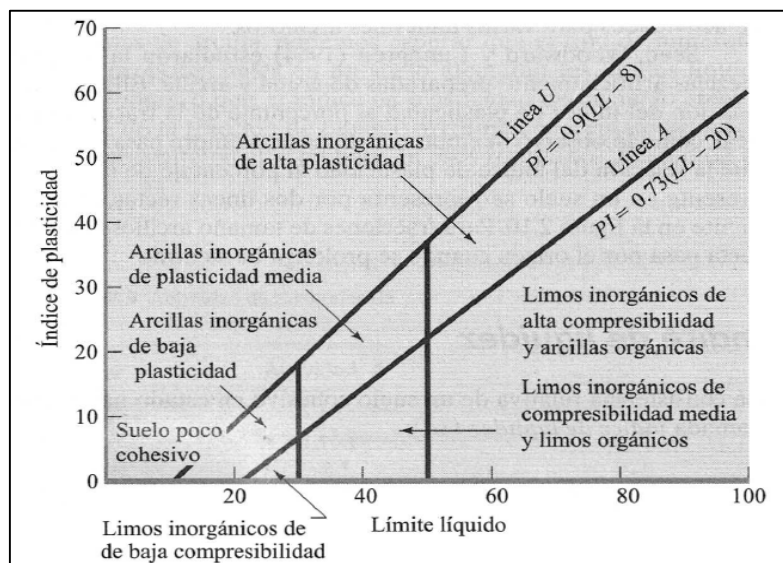
La frontera entre el estado plástico y el semisólido es determinado por el límite plástico. Esta propiedad se mide en laboratorio por un proceso normalizado en la norma INV E-126-13. Para este se realiza una mezcla de agua y suelo, la cual se

amasa entre los dedos o entre los dedos y una superficie inerte (vidrio), hasta conseguir un cilindro de 3.2 mm de diámetro, esto se realiza consecutivamente hasta que no es posible obtener el cilindro de la dimensión deseada ya que se produce agrietamiento o desmoronamiento.

El índice de plasticidad se conoce como el intervalo de contenido de agua donde el suelo se comporta plásticamente. El índice de plasticidad se encuentra restándole el límite plástico al líquido.

La Carta de Plasticidad de Casagrande (Figura 4.4), es la gráfica que relaciona el límite líquido con el índice de plasticidad. En esta se traza una línea (Línea A), la cual, separa las arcillas (C) de los limos (M) y la línea trazada en el 50% del límite líquido diferencia el material de alta (H) y baja plasticidad (L).

Figura 4.4 Carta de Plasticidad de Casagrande



Fuente: DAS M., Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 34

4.2.5 Potencial de expansión

Los suelos finos se expanden o contraen por el cambio del contenido de agua en el suelo y para determinar el potencial de expansión, se debe implementar la norma INV-132-13, INV 120-13 y la INV-132-07. Para encontrar este factor se recurre a los ensayos de límites de Atterberg, al cambio volumétrico de un suelo empleando el aparato de Lambe y al ensayo de presión de expansión en consolidómetro.

4.2.5.1 Determinación del potencial de expansión a partir del límite líquido e índice de plasticidad

Se deben utilizar los valores del límite líquido y del índice de plasticidad, para hacer una predicción de la expansividad. En la Tabla 3.2 y Tabla 3.3 se encuentran los parámetros para caracterizar la expansividad de las muestras.

4.2.5.2 Potencial de cambio volumétrico empleando el aparato de Lambe

Para la determinación cambio volumétrico potencial (CVP), se utiliza la norma INV E-120-13, este ensayo consiste en tomar una muestra de suelo y pasarla por el tamiz de 2 mm (No 10), después se compacta la muestra con el martillo del ensayo proctor normal, en el aparato de Lambe (Figura 4.5), en 3 capas, las dos primeras con 7 golpes y la última con 8 golpes. Para finalizar se inunda la muestra y se toman lecturas durante dos horas, con este último valor se halla el índice de expansión.

Figura 4.5 Ensayo de potencial de expansión en el aparato de Lambe. Laboratorio de Suelos y Pavimentos, EICG.



El cambio volumétrico potencial se encuentra con la Figura 3.6, en esta se utiliza el índice de expansión para interceptarlo con la curva de seco o húmedo y se proyecta a las abscisas donde se determina si es no crítico, marginal, crítico o muy crítico.

4.2.5.3 Determinación de la presión de expansión en consolidómetro

Este ensayo se realiza en un consolidómetro (Figura 4.6.a) siguiendo la norma INV E-132-07. Se realiza con una muestra inalterada montada en el anillo para consolidación y una vez colocada la muestra en el consolidómetro, se debe aplicar una carga igual a la existente en el terreno y se toma lectura cuando esta se estabilice, esto hace que la muestra vuelva a unas condiciones similares a las originales del terreno. Es muy importante evitar que la muestra pierda humedad, por tal motivo se debe cubrir con algodón.

Después de haberse estabilizado la muestra, esta es inundada y se debe esperar a que se estabilice para tomar lecturas nuevamente. Finalmente se hacen disminuciones de carga para poder hacer una curva de carga-expansión. Extrapolando la curva de expansión con la relación de vacíos del terreno se encuentra la presión que no implica cambio de volumen.

4.2.6 Ensayo de la consolidación unidimensional de los suelos

Para determinar los parámetros de consolidación primaria y secundaria de las muestras, se debe implementar la norma INV E-151-13, sin embargo, como se quiere relacionar la consolidación unidimensional con la expansividad de estos suelos, primero se debe realizar el ensayo de presión de expansión en consolidómetro y posteriormente se procederá con el ensayo de consolidación con la misma muestra (INV E- 132-07).

El ensayo de consolidación consiste en tomar una muestra inalterada e introducirla en un anillo fijo para consolidación (Figura 4.6.b), a la muestra confinada lateralmente se le aplican incrementos del esfuerzo total permitiendo el drenaje del agua de la muestra por medio de piedras porosas ubicadas arriba y abajo de la muestra. Para cada incremento de esfuerzo se toman datos de tiempo y deformación.

Figura 4.6 Equipo utilizado en el ensayo de presión de expansión y consolidación. (a) Consolidómetro; (b) Muestra en el anillo para consolidación.



a)



b)

Se aplicaron durante el desarrollo del ensayo, incrementos de carga más pequeños de los que normalmente se utilizan para este tipo de ensayo, con el fin de obtener valores más precisos y obtener una mejor curva de compresibilidad. Cada incremento de carga se debe mantener hasta que el exceso de presión de poros se haya disipado totalmente, esto se verifica por medio de la interpretación de la relación entre tiempo y la deformación.

Las cargas se aplicaron hasta las correspondientes al tramo virgen, ya que esta rama presenta una pendiente constante (C_c). Posteriormente, se descarga el consolidómetro para poder obtener el índice de expansión (C_s). Para determinar el coeficiente de consolidación (C_v) y la permeabilidad (k), se utiliza el método de la raíz cuadrada del tiempo propuesto por Taylor (1942). Este método hace uso de una gráfica de deformación unitaria axial versus raíz cuadrada de tiempo para cada incremento de esfuerzo (Figura 3.19), en esta se obtiene el valor del 90% de la consolidación ($\sqrt{t_{90}}$). Para determinar los valores del índice de consolidación secundaria (C_α), se debe implementar la gráfica de relación de vacíos vs tiempo (escala log) (Figura 3.10), para cada incremento de esfuerzo aplicado a las muestras, definiendo claramente la pendiente de la rama resultante después de terminada la consolidación primaria.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 EXPLORACIÓN Y TOMA DE MUESTRAS

Para la ejecución de los ensayos se realizaron los sondeos indicados en la Tabla 5.1, en esta se indican los sitios de muestreo, su identificación, profundidad y tipo de muestra.

Tabla 5.1 Identificación de muestras

ID SONDEO	PERFORACIÓN/MUESTRA	SITIO DE MUESTREO	PROFUNDIDAD	TIPO DE MUESTRA	
				ALTERADA	INALTERADA
#1	1/1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	0.30-0.90 m	x	
	1/2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	0.90-1.50 m	x	
	1/SHELBY 1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	1.50-2.00 m	x	x
	1/3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	2.40-3.00 m	x	
	1/SHELBY 2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	3.00-3.50 m	x	x
	1/4	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	3.90-4.50 m	x	
	1/SHELBY 3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	4.50-5.00 m	x	x
	1/5	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	5.00-5.60 m	x	
#2	2/1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	0.80-1.40 m	x	
	2/SHELBY 1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	1.50-2.00 m	x	x
	2/2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	2.00-2.60 m	x	
	2/SHELBY 2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	3.00-3.50 m	x	x
	2/3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	3.90-4.50 m	x	
	2/SHELBY 3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	4.50-5.00 m	x	x
	2/4	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	5.00-5.60 m	x	
#3	3/1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	0.40-1.00 m	x	
	3/SHELBY 1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	1.10-1.60 m	x	x
	3/SHELBY 2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	2.00-2.60 m	x	x
	3/2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	2.60-3.20 m	x	
	3/3	AVENIDA 3AN No. 56N-46	4.40-5.00 m	x	
#4	4/1	CALLE 60N CON CARRERA 3A ESQUINA	1.50-2.10 m	x	
	4/SHELBY 1	CALLE 60N CON CARRERA 3A ESQUINA	2.10-2.60 m	x	x
	4/2	CALLE 60N CON CARRERA 3A ESQUINA	2.60-3.20 m	x	
	4/SHELBY 2	CALLE 60N CON CARRERA 3A ESQUINA	3.20-3.70 m	x	x
	4/3	CALLE 60N CON CARRERA 3A ESQUINA	2.80-4.40 m	x	
	4/SHELBY 3	CALLE 60N CON CARRERA 3A ESQUINA	4.50-5.00 m	x	x
	4/4	CALLE 60N CON CARRERA 3A ESQUINA	5.00-6.00 m	x	
Número total muestras				27	11

Los ensayos realizados para cada muestra se indican en la Tabla 5.2, las muestras del sondeo #4 no se utilizaron ya que contenían gran cantidad de escombros y materiales gruesos (Figura 5.1), por tal motivo no servían para que los ensayos arrojaran resultados precisos, representativos y concluyentes.

Figura 5.1 Presencia de escombros y material grueso en las muestras del sondeo #4. Laboratorio de Suelos y Pavimentos, EICG



Tabla 5.2 Resumen de ensayos de laboratorio

ID SONDEO	PERFORACIÓN /MUESTRA	HUMEDAD	GRAVEDAD ESPECIFICA	PESO UNITARIO HÚMEDO	GRANULOMETRÍA	HIDROMETRÍA	LÍMITES DE ATTERBERG	CVP LAMBE	PRESIÓN DE EXPANSIÓN	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL
#1	1/1	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	1/2	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	1/SHELBY 1	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	1/3	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	1/SHELBY 2	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	1/4	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	1/SHELBY 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
#2	1/5	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	2/1	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	2/SHELBY 1	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	2/2	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	2/SHELBY 2	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	2/3	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	2/SHELBY 3	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
#3	2/4	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	3/1	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	3/SHELBY 1	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	3/SHELBY 2	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	3/2	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
#4	3/3	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO	NO	NO
	4/1	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	4/SHELBY 1	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	4/2	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	4/SHELBY 2	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	4/3	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	4/SHELBY 3	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	4/4	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO

5.2 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO

A continuación, se presenta el perfil estratigráfico de cada sondeo, determinado por las características obtenidas de los ensayos.

5.2.1 Sondeo #1

El perfil estratigráfico encontrado en el sondeo #1 realizado en el PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 Y 62, es el que se presenta a continuación:

- *Capa vegetal*: Se encuentra desde la superficie hasta la profundidad de 0.2 m aproximadamente.
- *Material 1*: Se encuentra entre 0.2 m y 1.2 m. Existe una arcilla de color gris oscuro y trazas amarillas con bajo contenido de grava, algunas raíces y consistencia media. Se caracteriza por tener contenidos de agua entre el 27% y 28%, límite líquido entre el 71% y 74% y límite plástico entre 21% y 24%.
- *Material 2*: Capa de arcilla de alta plasticidad entre 1.2 m y 4 m de color gris oscuro con consistencia media, presenta contenido de agua entre 25% y 33% límite líquido entre el 77% y 98% y límite plástico entre 18% y 31%.
- *Material 3*: Arcilla de alta plasticidad de color amarillo con trazas negras y blancas, consistencia media a dura y presenta contenido de agua entre 32% y 33%, límite líquido entre 93% y 109%, además de un límite plástico entre el 22% y 37%. Este material existe entre 4 m y 6m

Se registró nivel freático a los 5 m.

5.2.2 Sondeo #2

El sondeo #2 se realizó en la sede de la Defensa Civil AV 3CN # 63-00, con las siguientes características:

- *Capa vegetal*: Se encuentra desde la superficie hasta la profundidad de 0.2 m aproximadamente.
- *Material 1*: Estrato de arcilla entre 0.2 m y 4 m. Existe una arcilla de color gris oscuro y trazas amarillas con bajo contenido de grava y consistencia baja. Se caracteriza por tener contenidos de agua variable entre el 31% y 44%, límite líquido entre 65% y 80% y límite plástico entre 18% y 31%.

- *Material 2:* Capa de arcilla de alta plasticidad entre 4 m y 6 m de color amarillo con vetas grises verdosas, entre 5m y 6m se encontraron pocas cantidades de grava. Presenta contenido de agua entre 33% y 39% límite líquido entre el 74% y 83% y límite plástico entre 26% y 34%.
- Se registró nivel freático a los 5 m.

5.2.3 Sondeo #3

En el sondeo #3, realizado en la AV 3AN # 56N-45, presenta el siguiente perfil estratigráfico:

- Hasta 0.2 m se encuentra una capa de mortero.
- *Material 1:* Se encuentra entre 0.2 m y 0.8 m. Existe una arcilla de color gris oscuro con porcentaje bajo de grava y algunos pedazos de ladrillo.
- *Material 2:* Capa de arcilla de alta plasticidad entre 0.8 m y 4 m de color gris oscuro con consistencia media, presenta contenido de agua entre 32% y 38%, límite líquido entre el 78% y 81% y límite plástico entre 31% y 35%.
- *Material 3:* Existe un limo de alta plasticidad de color amarillo con trazas grises, consistencia media a dura y presenta contenido de agua de 47%, límite líquido 60%, además de un límite plástico de 35%. Este material existe entre 4 m y 5.50 m
- Se registró nivel freático a los 5.10 m.

5.2.4 Sondeo #4

El sondeo #4 realizado en la calle 60N CON CARRERA 3A ESQUINA, presenta el siguiente perfil estratigráfico:

- *Capa vegetal:* Se encuentra desde la superficie hasta la profundidad de 0.2 m aproximadamente.
- *Material 1:* Se encuentra entre 0.2 m y 2 m. Existe una arcilla de color amarillo y vetas cafés, con porcentaje bajo de grava y desechos de construcción.
- *Material 2:* Capa de arcilla entre 2 m y 4 m de color gris verdoso con consistencia media, con pedazos de ladrillo.

- *Material 3:* Existe una arcilla de color amarillo oscuro y trazas grises, consistencia media con porcentaje medio de grava. Este material existe entre 4 m y 5.50 m
- No se registró nivel freático.

5.3 PROPIEDADES ÍNDICES Y CLASIFICACIÓN DE LAS MUESTRAS

5.3.1 Humedad natural

Los resultados de los ensayos de contenido de agua realizados a las muestras obtenidas en campo, se encuentran en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Contenido de agua de las muestras

ID SONDEO	PERFORACIÓN/MUESTRA	SITIO DE MUESTREO	HUMEDAD (%)
#1	1/1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	27,42
	1/2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	28,09
	1/SHELBY 1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	25,23
	1/3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	25,18
	1/SHELBY 2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	31,74
	1/4	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	32,47
	1/SHELBY 3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	34,16
	1/5	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	32,57
#2	2/1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	31,44
	2/SHELBY 1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	35,16
	2/2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	40,63
	2/SHELBY 2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	44,30
	2/3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	37,05
	2/SHELBY 3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	38,91
	2/4	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	33,65
#3	3/1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	32,10
	3/SHELBY 1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	31,52
	3/SHELBY 2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	32,73
	3/2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	37,94
	3/3	AVENIDA 3AN No. 56N-46	46,59

Las humedades naturales encontradas varían entre 25% y 47%, se observa que las humedades más bajas están en el sondeo #1 y las más altas en el sondeo #3, la humedad promedio encontrada para las muestras es de 34%, valor aproximado a la humedad natural promedio encontrada por el estudio de MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE SANTIAGO DE CALI (2005) para esta zona, que corresponde al 30%.

5.3.2 Gravedad específica y peso unitario húmedo

Al realizar los ensayos de gravedad específica y peso unitario a las muestras inalteradas obtenidas en campo, se obtuvieron los resultados que se observan en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Gravedad específica y peso unitario húmedo de las muestras

ID SONDEO	PERFORACIÓN/MUESTRA	SITIO DE MUESTREO	GRAVEDAD ESPECÍFICA	PESO UNITARIO HÚMEDO (gr/cm ³)
#1	1/SHELBY 1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	2.60	1.98
	1/SHELBY 2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	2.65	1.88
	1/SHELBY 3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	2.69	1.86
#2	2/SHELBY 1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	2.67	1.87
	2/SHELBY 2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	2.73	1.77
	2/SHELBY 3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	2.72	1.82
#3	3/SHELBY 1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	2.73	1.89
	3/SHELBY 2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	2.72	1.89

Los valores de la gravedad específica varían entre 2.60 y 2.73, siendo estos valores representativos para suelos arcillosos y limosos, que varían entre 2.60 y 2.90 (Braja, 2001).

El peso unitario húmedo o total para las muestras están entre el rango de 1.77 gr/cm³ y 1.98 gr/cm³. El valor promedio para las muestras es de 1,87 gr/cm³, valor aproximado para el valor representativo dado por el estudio de MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE SANTIAGO DE CALI (2005), que es de 1.86 gr/cm³ para esta zona.

5.3.3 Peso unitario seco, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación

A partir de los datos de humedad natural, gravedad específica, peso unitario total y relaciones volumétricas, se hallaron los valores para el peso unitario seco, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación que se indican en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5 Peso unitario seco, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación de las muestras

ID SONDEO	PERFORACIÓN /MUESTRA	SITIO DE MUESTREO	PESO UNITARIO SECO (gr/cm ³)	RELACIÓN DE VACÍOS	POROSIDAD (%)	GRADO DE SATURACIÓN (%)
#1	1/SHELBY 1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	1.58	0.73	42.22	89.80
	1/SHELBY 2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	1.43	0.93	48.07	90.88
	1/SHELBY 3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	1.39	0.97	49.12	95.23
#2	2/SHELBY 1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	1.38	0.91	47.52	98.21
	2/SHELBY 2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	1.23	1.32	56.89	91.64
	2/SHELBY 3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	1.31	1.33	56.99	79.89
#3	3/SHELBY 1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	1.44	1.03	50.68	83.71
	3/SHELBY 2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	1.42	0.92	48.02	96.38

El valor representativo para el peso unitario seco dado por el estudio de MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE SANTIAGO DE CALI (2005) para esta zona es de 1.4 gr/cm³, valor que se aproxima al peso unitario seco encontrado para las muestras estudiadas que varía entre 1.23 gr/cm³ y 1.58 gr/cm³.

La relación de vacíos de las muestras se encuentra entre 0.73 y 1.33, valores muy característicos de relación de vacíos para suelos arcillosos, que se encuentran en el rango de 0.9 y 1.4 (Braja, 2001).

Los valores de porosidad característicos para arcillas están en el rango de 30 % y 60% (Terzaghi, 1973), todos los valores encontrados de porosidad se encuentran en ese rango característico. Los valores de grado de saturación se encuentran entre 79.89% y 98.21%, estos valores son altos debido a que las arcillas casi siempre se encuentran parcial o completamente saturadas.

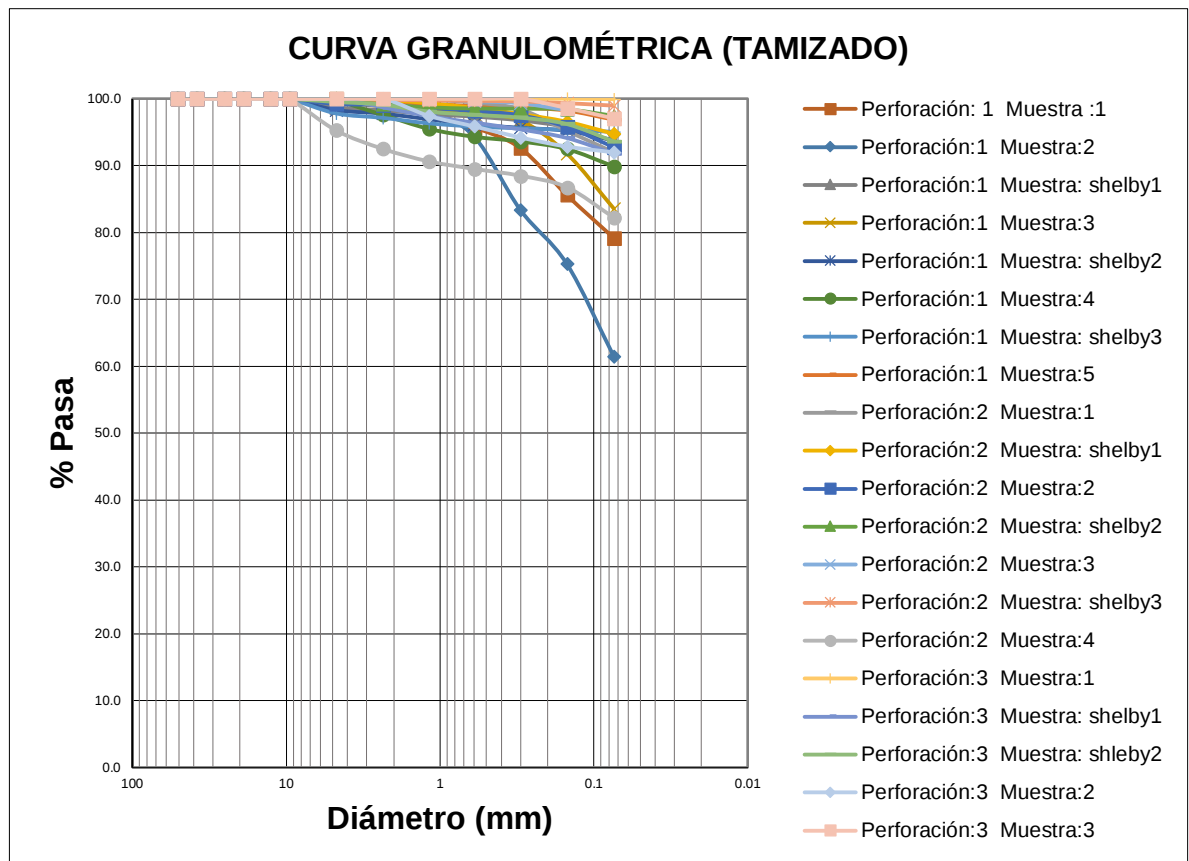
5.3.4 Clasificación de las muestras según el “SUCS”

A continuación, se presentan los resultados del ensayo de determinación del tamaño de las partículas, así como los ensayos de límites de Atterberg y la Carta de Plasticidad para la clasificación de las muestras de suelo recuperadas y procesadas en el laboratorio, según el Sistema Unificado de Clasificación.

5.3.4.1 Determinación del tamaño de las partículas. (Tamizado e hidrometría)

Al realizar el lavado por el tamiz #200 y el tamizado por los diferentes tamices, se obtuvieron las curvas granulométricas que se observan en la Figura 5.2.

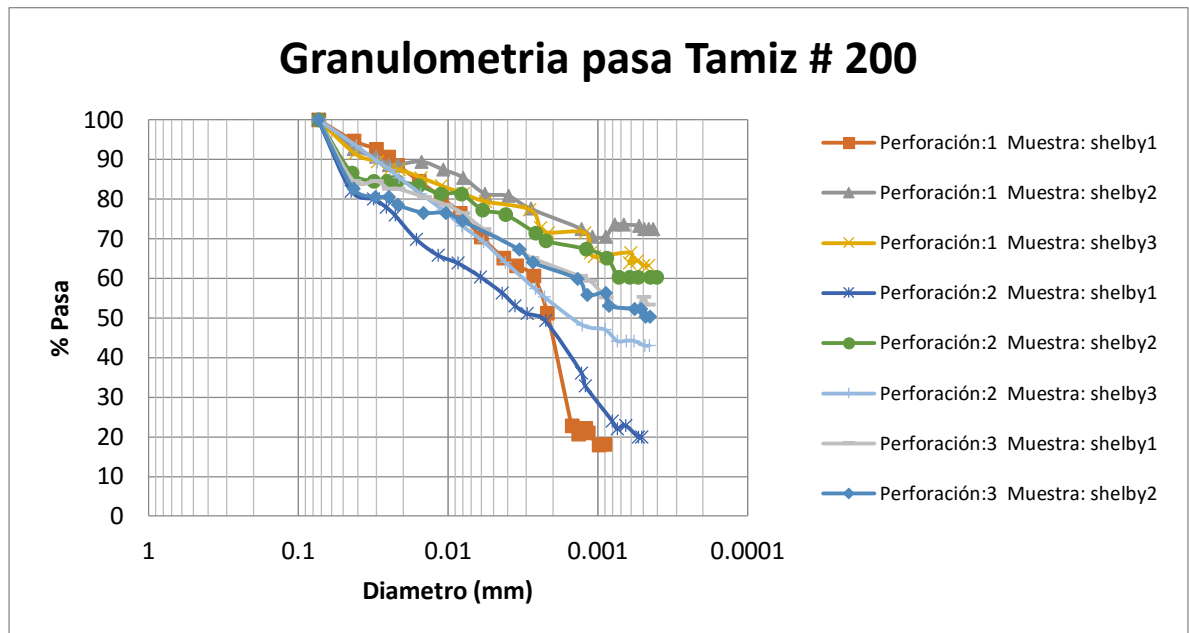
Figura 5.2 Curva granulométrica por tamizado



Se puede observar que las muestras están compuestas en su mayoría por material fino. El porcentaje que pasa el tamiz #200 corresponde a más del 85%; la muestra #2 de la perforación #1, es la que presenta mayor cantidad de material grueso sin embargo su clasificación está dentro de los suelos finos, debido a que más del 50% de su masa seca pasa el tamiz #200.

Debido a que todas las muestras que se analizaron pertenecen a suelos finos, se realizaron ensayos de hidrometría para poder determinar la distribución del tamaño de las partículas menores de $75 \mu m$. En la Figura 5.3 se muestra el resultado de los ensayos de hidrometría realizados.

Figura 5.3 Curva granulométrica por hidrometría



Al realizar el ensayo se pudo observar que las partículas de las muestras tienden a juntarse formando una especie de grumos, los cuales se adherían al hidrómetro, haciendo que las lecturas no fueran tan confiables. Además, al final de los ensayos las lecturas presentaban aumentos en los valores, esto se debe a la característica expansiva que poseen estas muestras. Por esta razón este ensayo no se considera confiable para la caracterización.

5.3.4.2 Límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y Carta de Plasticidad

Al realizar los ensayos para determinar los límites líquidos, límites plásticos e índice de plasticidad de las muestras estudiadas, se obtuvieron los datos que se indican en la Tabla 5.6 Resultados de ensayos de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad.

Tabla 5.6 Resultados de ensayos de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad

ID SONDEO	PERFORACIÓN /MUESTRA	SITIO DE MUESTREO	LÍMITE LÍQUIDO (%)	LÍMITE PLÁSTICO (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)
#1	1/1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	74	24	50
	1/2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	71	21	50
	1/SHELBY 1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	79	26	53
	1/3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	77	23	54
	1/SHELBY 2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	98	31	67
	1/4	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	79	18	61
	1/SHELBY 3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	109	37	72
	1/5	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	93	22	71
#2	2/1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	80	31	49
	2/SHELBY 1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	81	23	58
	2/2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	65	18	47
	2/SHELBY 2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	78	27	51
	2/3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	80	24	56
	2/SHELBY 3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	74	34	39
	2/4	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	83	26	57
#3	3/1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	81	28	53
	3/SHELBY 1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	78	31	47
	3/SHELBY 2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	81	35	46
	3/2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	80	33	47
	3/3	AVENIDA 3AN No. 56N-46	60	35	25

Los valores de límite líquido encontrados en las muestras varían entre el 60% y 109%, para el límite plástico entre 18% y 37%, y para el índice de plasticidad entre 25% y 72%. Estos son valores comunes en la zona de acuerdo al estudio de MICROZONIFICACION SISMICA DE SANTIAGO DE CALI (2005), en donde, se presentan valores entre 40% y 100% para el límite líquido, con un valor promedio de 65%, mientras que, para el límite plástico tiene valores de 20% al 50% y para el índice de plasticidad entre 10% y 70%.

En la hoja Límites del anexo D, se observa la ubicación de las muestras en la Carta de Plasticidad, en esta se determina que casi todas las muestras se encuentran por encima de la Línea A, que corresponden a arcillas de alta plasticidad (CH), a excepción de la muestra #3 de la perforación #3, ubicada en la AV 3AN # 56N-46, esta se ubica por debajo de la Línea A, perteneciendo a un limo de alta plasticidad (MH).

La clasificación de las muestras de suelo procesadas en el laboratorio mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos se encuentra en la Tabla 5.7, se determinó también mediante la norma INV E-181-13. Las muestras corresponden a material inorgánico cohesivo de alta compresibilidad, en el cual, el 50% o más pasa el tamiz #200 y el límite líquido es mayor al 50%. Estas clasificaciones son acordes a los resultados obtenidos en el estudio de MICROZONIFICACION SISMICA DE SANTIAGO DE CALI (2005), donde se registra que en la zona se encuentran principalmente materiales CH y MH

Tabla 5.7 Clasificación de las muestras según el SUCS

ID SONDEO	PERFORACIÓN/MUESTRA	SITIO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN (SUCS)
#1	1/1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	CH
	1/2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	CH
	1/SHELBY 1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	CH
	1/3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	CH
	1/SHELBY 2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	CH
	1/4	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	CH
	1/SHELBY 3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	CH
	1/5	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	CH
#2	2/1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	CH
	2/SHELBY 1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	CH
	2/2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	CH
	2/SHELBY 2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	CH
	2/3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	CH
	2/SHELBY 3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	CH
	2/4	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	CH
#3	3/1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	CH
	3/SHELBY 1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	CH
	3/SHELBY 2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	CH
	3/2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	CH
	3/3	AVENIDA 3AN No. 56N-46	MH

5.4 POTENCIAL DE EXPANSIÓN

5.4.1 Determinación del potencial de expansión a partir del límite líquido e índice de plasticidad

Por medio del límite líquido, el índice de plasticidad y los criterios de Chen y la NORMA IS se puede establecer en la Tabla 5.8, que en la mayoría de las muestras hay un potencial de expansividad muy alto. La única muestra que presenta un potencial de expansividad alto en los tres criterios es muestra #3 de la perforación #3 ubicada en la AV 3AN # 56N-46, esto ocurre porque que esta muestra corresponde a un limo de alta plasticidad (MH), mientras que las otras muestras corresponden a arcillas de alta plasticidad (CH).

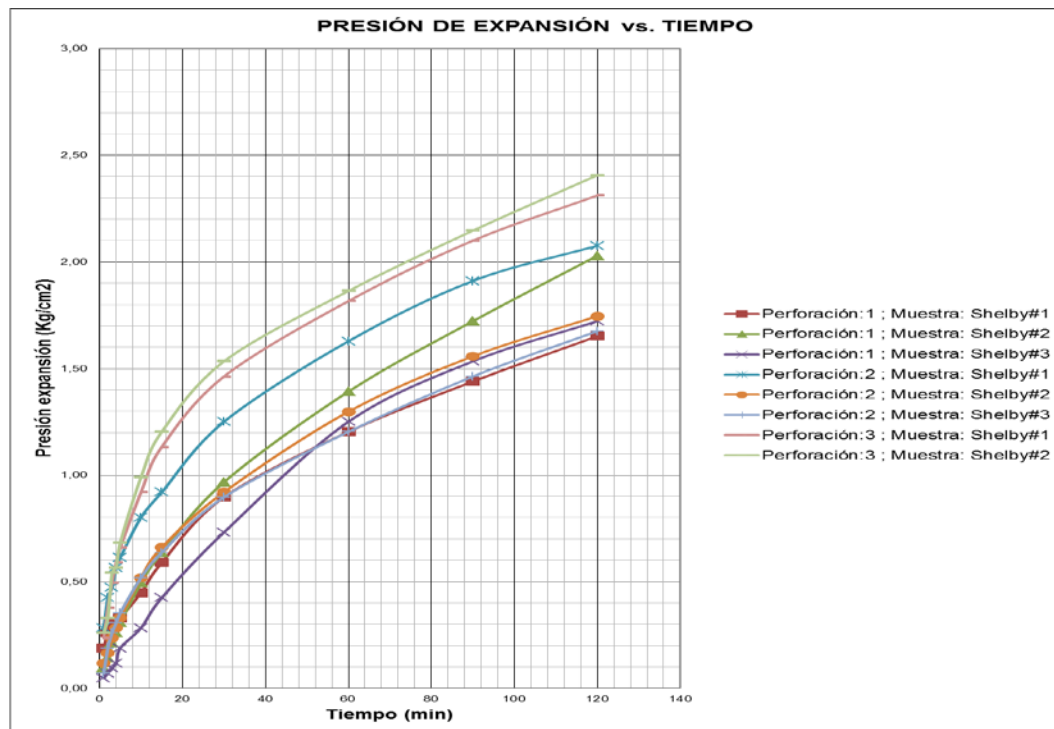
Tabla 5.8 Predicción de expansividad a partir del límite líquido e índice de plasticidad

ID SONDEO	PERFORACIÓN/ MUESTRA	SITIO DE MUESTREO	CHEN (L.L.)	NORMA IS 1498 (L.L.)	NORMA IS 1498 (I.P.)
#1	1/1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	1/2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	1/SHELBY 1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	1/3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	1/SHELBY 2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	1/4	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	1/SHELBY 3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	1/5	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
#2	2/1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	2/SHELBY 1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	2/2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	MUY ALTO	ALTO	MUY ALTO
	2/SHELBY 2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	2/3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	2/SHELBY 3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	2/4	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
#3	3/1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	3/SHELBY 1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	3/SHELBY 2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	3/2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	MUY ALTO	MUY ALTO	MUY ALTO
	3/3	AVENIDA 3AN No. 56N-46	ALTO	ALTO	ALTO

5.4.2 Potencial de cambio volumétrico empleando el aparato de Lambe

Mediante el aparato de expansión de Lambe, se determina la condición de expansividad para las muestras cuyos resultados se presentan en la Figura 5.4. Los Shelby son las muestras utilizadas para este ensayo, son estas muestras de suelo a las que se deben determinar la correlación de expansividad con la consolidación unidimensional.

Figura 5.4 Presiones de expansión realizadas en el aparato de Lambe



Del ensayo se obtuvieron valores de presión de expansión entre 1.65 kg/cm² y 2.41 kg/cm², que al relacionar estos valores que corresponden al tiempo de 120 minutos con la curva para determinar el cambio volumétrico potencial (CVP), se pudo determinar cómo se indica en la Tabla 5.9, que 7 de las 8 muestras presentan un grado de expansión crítico, mientras que la muestra correspondiente a la perforación 3 Shelby 2, presenta una característica de muy crítico. Además, se debe tener en cuenta que el sondeo #3 presenta los valores de presión de expansión más altos.

Tabla 5.9 Resultados del ensayo de expansión en aparato de Lambe

ID SONDEO	PERFORACIÓN/ MUESTRA	SITIO DE MUESTREO	ÍNDICE DE EXPANSIÓN (Kg/cm ²)	CVP	CARACTERÍSTICA
#1	1/SHELBY 1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	1.65	4	CRÍTICO
	1/SHELBY 2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	2.03	5.2	CRÍTICO
	1/SHELBY 3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	1.72	4	CRÍTICO
#2	2/SHELBY 1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	2.08	5.1	CRÍTICO
	2/SHELBY 2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	1.75	4.3	CRÍTICO
	2/SHELBY 3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	1.68	4	CRÍTICO
#3	3/SHELBY 1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	2.31	5.7	CRÍTICO
	3/SHELBY 2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	2.41	6.1	MUY CRÍTICO

5.4.3 Presión de expansión en consolidómetro

Al realizar el ensayo de presión de expansión en el consolidómetro, se debe llevar la muestra a su esfuerzo geostático natural y este se determinó por medio del peso unitario de cada muestra y la profundidad a la que fue extraída. En la Tabla 5.10 se presentan los esfuerzos naturales calculados. Estos varían entre 0.30 kg/cm² y 0.91 kg/cm², los valores más pequeños se registran a poca profundidad y son similares para los diferentes sondeos a profundidades equivalentes.

Tabla 5.10 Esfuerzos naturales por muestra

ID SONDEO	PERFORACIÓN/MUESTRA A	SITIO DE MUESTREO	Esfuerzo natural (kg/cm ²)
#1	1/SHELBY 1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	0.33
	1/SHELBY 2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	0.62
	1/SHELBY 3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	0.91
#2	2/SHELBY 1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	0.32
	2/SHELBY 2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	0.58
	2/SHELBY 3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	0.86
#3	3/SHELBY 1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	0.30
	3/SHELBY 2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	0.40

Las presiones de expansión registradas en el ensayo de expansión en el consolidómetro, se encuentran en la Tabla 5.11.

Tabla 5.11 Presiones de expansión en consolidómetro

ID SONDEO	PERFORACIÓN/MUESTRA	SITIO DE MUESTREO	PRESIÓN SIN CAMBIO DE VOLUMEN (Kg/cm ²)
#1	1/SHELBY 1	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	10.00
	1/SHELBY 2	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	12.00
	1/SHELBY 3	PARQUE AV 4N ENTRE CALLES 58 y 62	5.00
#2	2/SHELBY 1	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	4.00
	2/SHELBY 2	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	2.40
	2/SHELBY 3	(DEFENSA CIVIL) AV 3CN # 63-00	3.00
#3	3/SHELBY 1	AVENIDA 3AN No. 56N-46	10.20
	3/SHELBY 2	AVENIDA 3AN No. 56N-46	11.00

De la tabla anterior se observa que las presiones de expansión se encuentran entre 2.40 Kg/cm² y 12 Kg/cm²; las presiones más bajas se dan para las muestras del sondeo #3, mientras que las del sondeo #1 y el sondeo #3 registran presiones de expansión muy altas.

5.5 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Los ensayos de consolidación se realizaron a las muestras que fueron recuperadas mediante tubo de pared delgada Shelby, los cuales fueron parafinados y guardados en un recipiente hasta el momento del ensayo. Las cargas se aplicaron mediante un sistema de palanca con relación de 11 en el consolidómetro. Los esfuerzos aplicados en cada muestra varían, debido a que se determinaron a medida que avanzaba el ensayo. Sin embargo, se aclara que los esfuerzos aplicados y las descargas, se hicieron en intervalos más pequeños que los ensayos estándar, para poder obtener curvas de compresibilidad más precisas.

Con el fin de no confundir los valores de índice de compresión obtenido directamente del ensayo de consolidación y el índice de compresión corregido, el primero será identificado como índice de compresión de laboratorio ($C_c \text{ Lab}$) y el segundo como índice de compresión en campo ($C_c \text{ Campo}$)

5.5.1 Curvas de consolidación, coeficiente de consolidación (C_v) y coeficiente de permeabilidad (k)

Las curvas de consolidación en función de logaritmo de tiempo y relación de vacíos para cada incremento de esfuerzo se encuentran en el Anexo E, se puede observar

que para los primeros esfuerzos las curvas tienen formas irregulares, debido a que hay poca deformación.

Para determinar los valores de coeficiente de consolidación (C_v) y el coeficiente de permeabilidad (k) de cada muestra y esfuerzo, se debe implementar el método de raíz cuadrada de Taylor (1942), además, se debe realizar la corrección por perturbación sobre la relación de presión-relación de vacíos para el índice de compresión (C_c), por el método de Schmertmann (1953).

En la Figura 3.19, se ilustra la forma de la gráfica lecturas deformación vs $\sqrt{t}$ y que corresponde al método de Taylor para determinar el parámetro C_v . Las curvas de consolidación en función de la raíz de tiempo para cada muestra de suelo y cargas correspondientes de cada ensayo indican que, para los primeros esfuerzos las deformaciones son muy pequeñas. Esto se debe a la característica expansiva del suelo y a la magnitud de los esfuerzos aplicados que son menores al de la carga de preconsolidación y además se puede evidenciar que se necesita bastante tiempo para lograr la consolidación primaria con los esfuerzos más altos, ya que se tiene como referencia que 24 horas es el tiempo estándar para alcanzar la consolidación primaria (INV E-151-13). Las gráficas de consolidación del método de Taylor obtenidas en los ensayos de laboratorio, se presentan en el Anexo E.

El coeficiente de consolidación (C_v) y el coeficiente de permeabilidad del suelo (k), son valores que se deben determinar para cada esfuerzo aplicado a la muestra. En el Anexo E, se encuentran los esfuerzos aplicados en cada muestra y sus respectivos coeficientes de consolidación y permeabilidad.

Al comparar los valores del coeficiente de consolidación obtenidos con valores característicos para arcillas (Tabla 5.12) se puede determinar que son valores típicos. Sin embargo los valores que corresponden al primero o segundo incremento de esfuerzo de cada ensayo, presentan gran diferencia con los demás, como el coeficiente de consolidación de la muestra del Shelby#1 de la perforación 2 con un $C_v = 106.59 * 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$, para el primer esfuerzo. Esto sucede porque las deformaciones producidas por cargas pequeñas son muy ligeras, dando como resultado una curva de consolidación irregular, el t_{90} pequeño y un C_v grande.

Tabla 5.12 Valores típicos de coeficiente de consolidación (C_v) para arcillas

TIPO DE SUELO	SUCS	C_v ($\frac{cm^2}{seg} * 10^{-4}$)	REFERENCIA
Arcilla azul de Boston	CL	40 ± 20	Ladd y Luscher, 1965
Limo orgánico	OH	2 - 10	Lowe, Zaccheo y Feldamna, 1964
Arcilla glacial de lagos	CL	6.5 - 8.7	Wallace y Otto, 1964
Arcilla limosa de Chicago	CL	8.5	Terzaghi y Peck, 1967
Arcilla Sueca de sensibilidad media (Laboratorio)	CL-CH	0.4-0.7	---
Arcilla de la Bahía de San Francisco	CL	2-4	Holtz y Broms, 1972
Arcilla de la ciudad de México	MH	0.9-1.5	Leonards y Girault, 1961

Fuente: HOLTZ, Robert y KOVACS, William. An Introduction to Geotechnical Engineering. 2 Edición. Nueva Jersey: Prentice Hall, 1981. p. 404.

Los valores del coeficiente de permeabilidad (k) encontrados para estas muestras, corresponden a valores propios de las arcillas, como se observa en la Tabla 5.13. Además, se presenta la misma característica de valores altos para los primeros esfuerzos que se observan en los coeficientes de consolidación (C_v), porque la permeabilidad depende directamente de este coeficiente.

Tabla 5.13 Rango de permeabilidad para varios suelos

TIPO DE SUELO	k (cm/seg)
Grava media a gruesa	Mayor que 10^{-1}
Arena gruesa a fina	10^{-1} a 10^{-3}
Arena fina, arena limosa	10^{-3} a 10^{-5}
Limo, limo arcilloso, arcilla limosa	10^{-4} a 10^{-6}
Arcillas	10^{-7} o menor

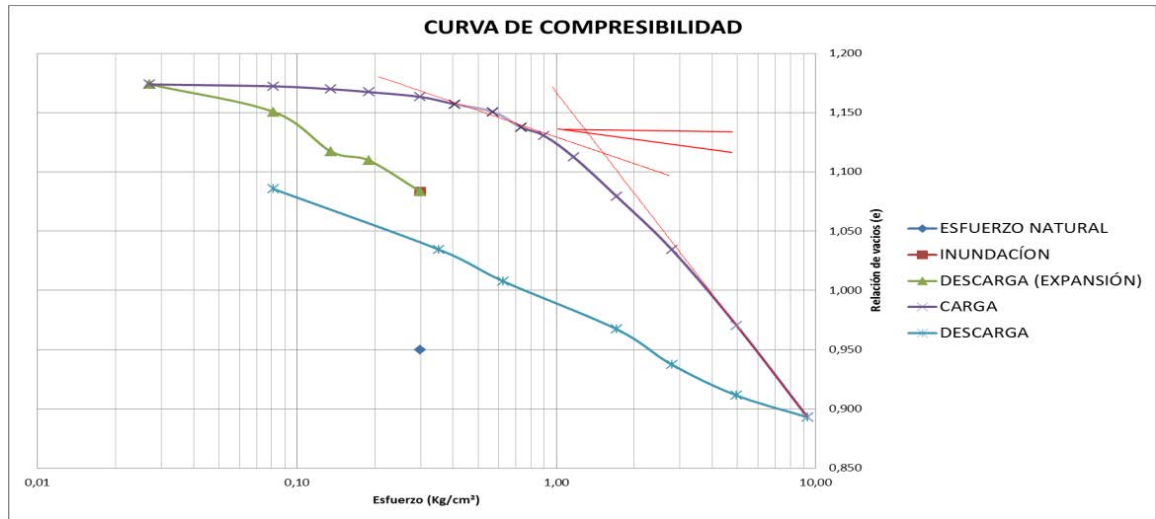
Fuente: DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. 7 Edición. México, D.F.: Cengage Learning, 2001. p. 26.

5.5.2 Índices de compresión (C_c), índice de expansión (C_s), carga de preconsolidación (σ'_{pc}) y relación de preconsolidación (OCR)

En el Anexo E, se presentan las curvas de compresibilidad de las muestras estudiadas y procesadas en el laboratorio. A partir de estas curvas se obtuvieron el índice de compresión, el índice de expansión, la carga de preconsolidación y la

relación de preconsolidación (OCR). En la Figura 5.5 se muestra la curva de compresibilidad para la perforación 3 – muestra 1.

Figura 5.5 Curva de compresibilidad perforación 3 - muestra 1



Los índices de compresión (C_c) y expansión (C_s) determinados para cada muestra se encuentran en la Tabla 5.14. Los valores de C_c varían entre 0.21 y 1.02, clasificándolos como arcillas de media compresibilidad para la muestra 1, Shelby 1 de la perforación: 1 y alta compresibilidad para el resto de muestras de acuerdo a valores típicos para arcillas, ver Tabla 5.15. Además se puede observar que para estas muestras no se cumple la relación que generalmente se cumple entre el índice de compresión y el índice de expansión, donde $C_s = \frac{1}{5} a \frac{1}{10} C_c$. (Das, 2001)

Tabla 5.14 Índices de compresibilidad C_c , índices de expansión C_s

PERFORACIÓN/ MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	C_c Lab	C_s	C_s/C_c Lab
1/SHELBY 1	1.7	0.21	0.10	1/2
1/SHELBY 2	3.2	0.32	0.14	4/9
1/SHELBY 3	4.7	0.39	0.19	1/2
2/SHELBY 1	1.7	0.73	0.20	2/7
2/SHELBY 2	3.2	1.02	0.30	2/7
2/SHELBY 3	4.7	0.96	0.32	1/3
3/SHELBY 1	1.5	0.28	0.14	1/2
3/SHELBY 2	2.1	0.27	0.10	3/8

Tabla 5.15 Valores típicos para el índice de compresión (C_c) en arcillas

TIPO DE SUELO	C_c
Arcilla poco compresible	$C_c \leq 0.05$
Arcilla de compresibilidad media	0,05 - 0.25
Arcilla de compresibilidad alta	$C_c \geq 0.25$

Fuente: GONZÁLEZ CABALLERO, Matilde. El terreno. Barcelona.: Ediciones UPC, 2001. p. 65.

Los índices de expansión (C_s) están en el rango de 0.10 y 0.32. Son de menor magnitud que los índice de compresión pero son valores más altos que los que se presentan normalmente en las arcillas (ver Tabla 5.16.), esto se debe a la característica expansiva que presentan estas muestras.

Tabla 5.16 Índice de expansión (C_s) para algunas arcillas.

SUELO	C_s
Arcilla azul de Boston	0.07
Arcilla de Chicago	0.07
Arcilla de Nueva Orleans	0.05
Arcilla de Montana	0.05

Fuente: DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 167.

Utilizando diferentes ecuaciones para calcular el índice de compresión (C_c) y el índice de expansión (C_s), se logra establecer una comparación a través de la Figura 5.6 y la Figura 5.7, con los valores de índice de compresión e índice de expansión obtenidos en laboratorio para las diferentes muestras. En la Tabla 5.17 se encuentran las fórmulas utilizadas.

Tabla 5.17 Ecuaciones para calcular el índice de compresión y el índice de expansión

Terzaghi y Peck (1967)	$C_c = 0.009 * (LL - 10)$
Nagaraj y Murty (1985)	$C_c = 0.2343 * \frac{LL(\%)}{100} * G_s$ $C_s = 0,0463 * \frac{LL(\%)}{100} * G_s$

Park y Koumoto (2004)	$C_c = \frac{n}{317.747 - 4.275 * n} \quad n = \text{porosidad}$
Wroth y Wood (1978)	$C_c = 0.5 * G_s * \frac{IP (\%)}{100}$

Fuente: DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. p. 166

Figura 5.6 Comparación entre los índices de compresión calculados con ecuaciones y los índices de compresión hallados en laboratorio

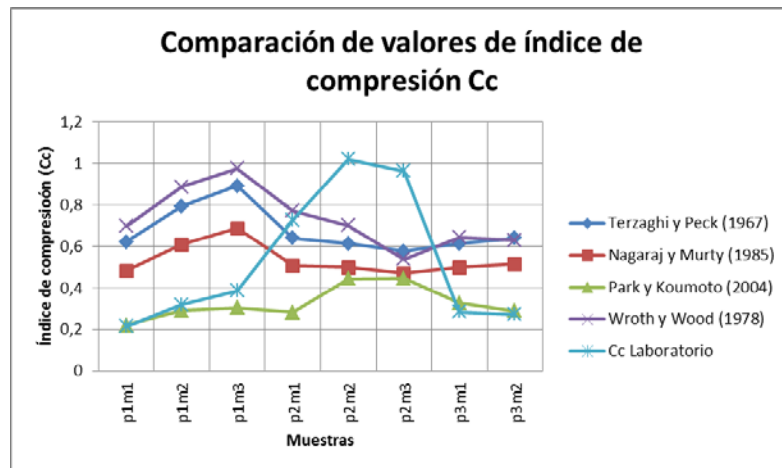
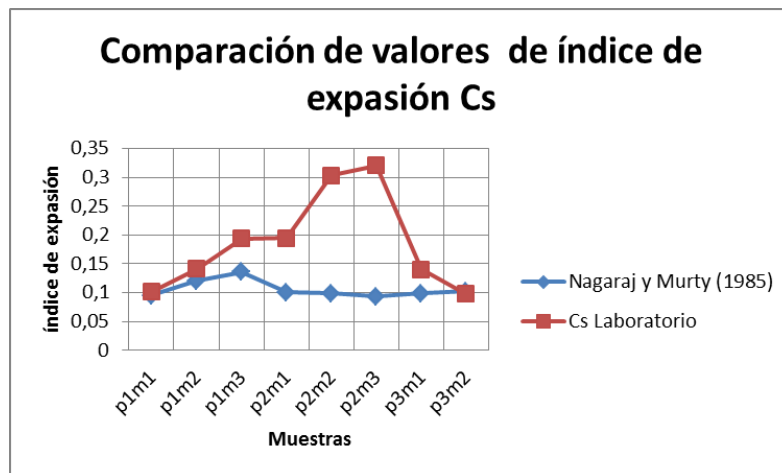


Figura 5.7 Comparación entre los índices de expansión calculados con ecuaciones y los índices de expansión hallados en laboratorio



Se puede observar que los valores encontrados para los índices de compresión y expansión en laboratorio para este tipo de arcillas, no se aproximan a los valores dados por las diferentes ecuaciones utilizadas para obtener un valor de referencia.

En la Tabla 5.18, se presenta el esfuerzo natural, profundidad, esfuerzo de preconsolidación, relación de preconsolidación y la clasificación para cada muestra. Se puede observar que los valores de esfuerzo de preconsolidación son mayores a los del esfuerzo presente en el terreno, por esto el grado de consolidación es mayor a 1 en todos los casos. Todas las muestras tienen la característica de sobreconsolidado, además, la muestra correspondiente a “2/SHELBY1” presenta la característica de muy sobreconsolidado, ya que para valores de O.C.R mayores a 5 se consideran suelos muy sobreconsolidados (González, 2001).

Tabla 5.18 Presión de preconsolidación y relación de sobreconsolidación

PERFORACIÓN/ MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	σ'_{vo} (kg/cm ²)	σ'_{pc} (kg/cm ²)	OCR	CLASIFICACIÓN
1/SHELBY 1	1.7	0.33	1.49	4.5	SOBRECONSOLIDADO
1/SHELBY 2	3.2	0.62	1.32	2.1	SOBRECONSOLIDADO
1/SHELBY 3	4.7	0.91	1.29	1.4	SOBRECONSOLIDADO
2/SHELBY 1	1.7	0.32	1.90	5.9	SOBRECONSOLIDADO
2/SHELBY 2	3.2	0.58	1.67	2.9	SOBRECONSOLIDADO
2/SHELBY 3	4.7	0.86	1.63	1.9	SOBRECONSOLIDADO
3/SHELBY 1	1.5	0.30	1.33	4.4	SOBRECONSOLIDADO
3/SHELBY 2	2.1	0.40	1.60	4.0	SOBRECONSOLIDADO

5.5.3 Corrección de Schmertmann

La corrección de Schmertmann se realiza al índice de compresión obtenido en la prueba de consolidación unidimensional realizada en el laboratorio. Esta corrección se realiza por la perturbación a la que es sometida la muestra en el manejo, durante la extracción y en la preparación del espécimen para el ensayo.

La Figura 3.15, presenta las características de consolidación en la curva de compresibilidad obtenida en laboratorio y la curva de compresibilidad corregida para arcillas sobreconsolidadas. La curva corregida representa la consolidación en campo.

En el Anexo E, se presentan las curvas de compresibilidad y la corrección de Schmertmann para cada muestra. Se puede observar que en algunos casos los valores de índice de compresión (C_c) corregidos quedaron ligeramente inferiores a los valores de índice de compresión obtenidos al inicio, esto se debe a la característica expansiva que tienen estas arcillas. Al inundar la muestra, la propiedad expansiva producirá que la relación de vacíos sea más grande que la relación de vacíos inicial (para observar las relaciones de vacíos, ver anexo E. Ensayos de consolidación), sin embargo, para los ensayos de Perforación: 2- Muestra: Shelby 2 y Perforación: 2- Muestra: Shelby 3 se encuentran por encima de

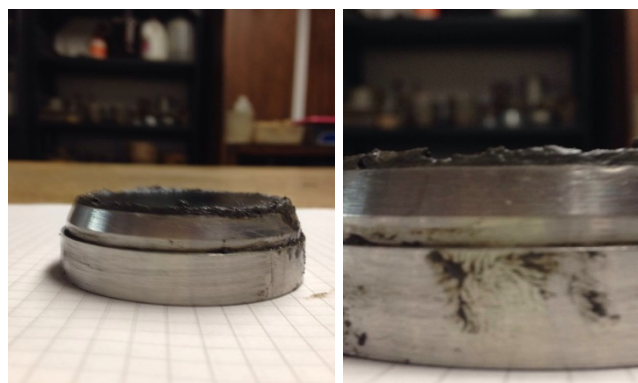
la curva de laboratorio y para la Perforación: 2-Muestra: Shelby 1, se encuentran ajustadas. Para estas tres muestras, no se observa esta característica particular porque no presentan presiones de expansión tan elevadas como en los otros dos sondeos.

Esta característica también se puede observar al comparar la relación de vacíos inicial con la relación de vacíos al final de la prueba de consolidación (Tabla 5.19). La altura de la muestra y la relación de vacíos al final del ensayo para las perforaciones 1 y 2, son mayores que al inicio. En la Figura 5.8, se puede observar como la muestra Perforación: 1-Muestra: Shelby3 se sale del anillo de consolidación al finalizar el ensayo.

Tabla 5.19 Relaciones de vacío inicial y final por muestra

PERFORACIÓN/ MUESTRA	ALTURA DE LA MUESTRA INICIAL (cm)	ALTURA DE LA MUESTRA FINAL (cm)	RELACIÓN DE VACÍOS INICIAL (e_o)	RELACIÓN DE VACÍOS FINAL (e_f)
1/SHELBY 1	1.905	2.015	0.737	0.837
1/SHELBY 2	1.905	1.995	0.926	1.017
1/SHELBY 3	1.905	1.980	0.965	1.043
2/SHELBY 1	1.905	1.697	0.959	0.745
2/SHELBY 2	1.905	1.565	1.320	0.906
2/SHELBY 3	1.905	1.484	1.325	0.812
3/SHELBY 1	1.905	1.960	1.027	1.086
3/SHELBY 2	1.905	1.909	0.924	0.927

Figura 5.8 Perforación: 1- Muestra: Shelby 3, en anillo para consolidación al finalizar el ensayo



En la Tabla 5.20, se presentan los valores de índice de compresión corregidos y la profundidad para la muestra a la cual corresponden, los índices varían entre 0.15 y 1.36.

Tabla 5.20 Valores de índice de compresión C_c corregidos

PERFORACIÓN/ MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	C_c campo
1/SHELBY 1	1.7	0.208
1/SHELBY 2	3.2	0.318
1/SHELBY 3	4.7	0.467
2/SHELBY 1	1.7	0.652
2/SHELBY 2	3.2	1.326
2/SHELBY 3	4.7	1.355
3/SHELBY 1	1.5	0.261
3/SHELBY 2	2.1	0.260

5.5.4 Índice de consolidación secundaria (C_α)

Los valores del índice de consolidación secundaria se determinan para cada esfuerzo aplicado a las diferentes muestras. En la Tabla 5.21, se presentan los rangos de índice de compresión secundaria para cada una de las muestras. En el Anexo E. Ensayos de consolidación, se encuentran los valores de índice de compresión secundaria detallados por esfuerzo y por muestra. En algunos casos no se pudo determinar el índice (N.D.) debido a que la deformación fue muy pequeña.

Se puede observar que los valores son pequeños, debido a que el índice de consolidación secundario es más importante en suelos orgánicos, en cambio, las arcillas inorgánicas preconsolidadas presentan valores del índice C_α muy pequeño, razón por la cual el fenómeno de consolidación secundaria puede considerarse de menor relevancia (Das, 2001).

Tabla 5.21 Variación de índice de compresión secundaria por muestra

PERFORACIÓN/ MUESTRA	ÍNDICE DE COMPRESIÓN SECUNDARIA (C_α)
1/SHELBY 1	0.001-0.009
1/SHELBY 2	0.002-0.007
1/SHELBY 3	0.001-0.013
2/SHELBY 1	0.001-0.016
2/SHELBY 2	0.001-0.041
2/SHELBY 3	0.002-0.041
3/SHELBY 1	0.001-0.010
3/SHELBY 2	0.002-0.007

5.6 CORRELACIONES ENTRE LA CONSOLIDACIÓN Y EL ÍNDICE DE EXPANSIÓN

El análisis de correlaciones entre las diferentes variables se realizó con el software Statgraphics Centurion XVII, los gráficos para cada modelo se encuentran en el Anexo F, a continuación, se presentan las correlaciones analizadas:

- Relación entre el índice de compresión en laboratorio (Cc_{lab}) y el índice de compresión corregido (Cc_{campo})
- Relación entre el índice de compresión en laboratorio (Cc_{lab}) y el índice de expansión (C_s)
- Relación entre el índice de compresión en campo (Cc_{campo}) y el índice de expansión (C_s)
- Relación entre el índice de compresión en laboratorio (Cc_{lab}) y la presión de expansión en consolidómetro (σ_{exp})
- Relación entre el índice de compresión en campo (Cc_{campo}) y la presión de expansión en consolidómetro (σ_{exp})
- Relación entre el índice de expansión (C_s) y la presión de expansión en consolidómetro (σ_{exp})
- Relación entre el índice de compresión en laboratorio (Cc_{lab}) y la humedad natural (W_n)
- Relación entre el índice de compresión en campo (Cc_{campo}) y la humedad natural (ω_n)
- Relación entre el índice de expansión (C_s) y la humedad natural (ω_n)
- Relación entre la presión de expansión en consolidómetro (σ_{exp}) y la humedad natural (ω_n)

CONCLUSIONES

- Los sondeos presentan un perfil estratigráfico que corresponde a capas de arcillas de alta plasticidad (CH), a excepción de un limo de alta plasticidad (MH) en el sondeo #3, a 4 metros de profundidad. En todos los sondeos no se registra nivel freático a menos de 5 metros de profundidad.
- Los resultados obtenidos para las pruebas índices, presentan un comportamiento normal para la zona, según los datos establecidos en el estudio de MICROZONIFICACION SISMICA DE SANTIAGO DE CALI (2005), se encuentran humedades naturales entre 25% y 47%, límites líquidos entre 60% y 109%, índice de plasticidad entre 25% y 72% y gravedad específica entre 2.60 y 2.73.
- Al analizar los resultados de los ensayos de expansión, se puede establecer que las arcillas presentan características expansivas, en el ensayo de expansión en aparato de Lambe, las arcillas presentan característica de crítico a excepción de la perforación 3 - shelby 2, que presenta característica de muy crítico. En los ensayos de presión de expansión en consolidómetro, se pudo determinar que las muestras presentan presiones altas, entre 10 y 12 Kg/cm^2 .
- Las muestras de las perforaciones 1 y 2 presentan una característica importante, la relación de vacíos al finalizar el ensayo de consolidación unidimensional es mayor a la inicial, esta característica es dada por el alto potencial expansivo que presentan las muestras.
- Al comparar los índices de compresión y expansión encontrados en laboratorio de estas arcillas con las ecuaciones planteadas por diferentes autores para calcular valores de referencia, se logra establecer que no son aplicables, ya que se observan grandes diferencias en los resultados.
- Se pudo determinar por medio de las curvas de consolidación, que existe una gran diferencia en las deformaciones y los tiempos de consolidación, antes y después de la presión de preconsolidación, además, para los primeros esfuerzos, los valores de índice de consolidación (C_v) y permeabilidad (k) no son tan confiables, ya que las curvas de consolidación no se definen bien, debido a que estos esfuerzos producen muy poca deformación.
- El análisis de granulometría por el método del hidrómetro para este tipo de arcillas no es recomendable, ya que los valores aumentan y disminuyen con el tiempo, además, las partículas tienden a agruparse y formar grumos aunque se utilice un agente dispersante y un agitador.

- Al comparar el esfuerzo geostático natural y la presión de preconsolidación, se logró establecer que las relaciones de sobreconsolidación (OCR) son mayores a 1 en todos los casos, estableciendo que las muestras corresponden a arcillas sobreconsolidadas.
- Los valores de índice de expansión (C_s) varían entre 0.10 y 0.32, los valores más altos se presentan en la perforación 2. Se determinó que son valores relativamente altos, debido a la propiedad expansiva que presentan estas arcillas.
- Los valores de índice de compresión secundaria se encuentran desde 0.001 hasta 0.041 en algunas muestras. Se determinó que los valores del índice de compresión secundaria son de menor importancia para estas arcillas, debido a que son pequeños y estas muestras pertenecen a arcillas inorgánicas y preconsolidadas.
- Con el software Statgraphics Centurion XVII y los valores obtenidos para el índice de compresión en laboratorio (Cc_{lab}), índice de compresión corregido (Cc_{campo}), índice de expansión (C_s), presión de expansión en consolidómetro (σ_{exp}) y humedad natural (wn), se determinaron las siguientes correlaciones:

CORRELACIÓN	ECUACIÓN	GRADO DE CONFIABILIDAD
$Cc_{campo} - Cc_{lab}$	$Cc_{campo} = e^{(-3.045 + 3.311 * \sqrt{Cc_{lab}})}$	97.07 %
$Cs - Cc_{lab}$	$Cs = \sqrt{0.01 + 0.085 * Cc_{lab}^2}$	91.23 %
$Cc_{campo} - Cs$	$Cc_{campo} = 0.071 + 12.981 * C_s^2$	98.03 %
$Cc_{lab} - \sigma_{exp}$	$Cc_{Lab} = 0.031 + \left(\frac{2.499}{\sigma_{exp}}\right)$	93.47 %
$Cc_{campo} - \sigma_{exp}$	$Cc_{campo} = \left(0.302 + \left(\frac{2.178}{\sigma_{exp}}\right)^2\right)$	93.55 %
$Cs - \sigma_{exp}$	$Cs = 0.062 + \left(\frac{0.634}{\sigma_{exp}}\right)$	89.43 %
$Cc_{lab} - Wn$	$Cc_{Lab} = \frac{1}{29.411 - 7.607 * Ln(Wn)}$	83.44 %
$Cc_{campo} - Wn$	$Cc_{campo} = \frac{1}{32.461 - 8.482 * Ln(Wn)}$	83.51 %
$Cs - Wn$	$Cs = -0.041 + 0.00019(Wn)^2$	78.09 %
$\sigma_{exp} - Wn$	$\sigma_{exp} = \frac{1}{-0.156 + 0.0003 * Wn^2}$	84.07 %

Se debe tener en cuenta que las ecuaciones son válidas para las arcillas de la zona. Las ecuaciones en las que se utiliza el contenido de agua natural (W_n), este debe estar en porcentaje (%) y en la que se utiliza la presión de expansión en consolidómetro (σ_{exp}), este debe tener las unidades en Kg/cm^2 .

- Con los modelos realizados para las correlaciones de índice de compresión en laboratorio (Cc_{lab}), índice de compresión en campo (Cc_{campo}), índice de expansión (C_s), presión de expansión en consolidómetro (σ_{exp}). Se logró determinar que sí existe relación directa entre los factores de consolidación y los de expansión, logrando en las correlaciones grados de confiabilidad relativamente altos.

RECOMENDACIONES

- Se debe tener mucho cuidado con la extracción, transporte y almacenamiento de las muestras, se recomienda siempre parafinarlas con el fin de mantener las muestras lo más inalteradas posible.
- Para obtener datos más precisos en el ensayo de consolidación, es recomendable tomar la mayor cantidad de lecturas del extensómetro y así lograr curvas de consolidación más continuas, además es necesario tener cuidado cuando se ponen las cargas para no alterar las lecturas.
- Para obtener un mejor resultado en los ensayos de consolidación, se debe implementar un procedimiento específico para cada muestra, en cuanto a intervalos de carga y tiempos de consolidación, ya que cada muestra tiene propiedades intrínsecas.
- Para próximas investigaciones se recomienda hacer un análisis a la composición mineralógica de estas arcillas, para determinar la causa de la formación de grumos en los ensayos de hidrometría a pesar de utilizar un agente dispersante.
- Se debe tener en cuenta que, aunque los valores de grado de confiabilidad de las correlaciones son altos, estas ecuaciones fueron obtenidas a partir de puntos específicos y sólo pueden ser aplicadas a arcillas con características similares.
- Dada la importancia de las arcillas expansivas, se recomienda realizar más estudios de caracterización en la zona norte de Cali para determinar correlaciones más precisas y elaborar una base de datos con todas las propiedades de estos suelos.

BIBLIOGRAFÍA

AMAYA JIMÉNEZ, Christian Camilo. Evaluación de las propiedades contracto-expansivas de los suelos de un sector del barrio La Flora. Trabajo de grado ingeniería civil. Santiago de Cali: Universidad Del Valle. Facultad de Ingeniería, 2013. 72 p.

ARANCIBA GALEGUILLOS, Carolina Alejandra. Arcillas expansivas: Comportamiento, identificación y su correlación mediante ensayos de fácil ejecución. Trabajo de grado constructor civil. Valdivia: Universidad Austral de Chile. Facultad de Ciencias de Ingeniería, 2003.

BARRERA, Mauricio y GARNICA, Paul. Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres. Sanfandila, Instituto Mexicano del Transporte, 2002. Publicación técnica no. 198.

BESOAIN, Eduardo. Mineralogía de arcillas de suelos. San José: ICCA, 1985. 1216 p.

COMPORTAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS [en línea]. [Consultado el 20 de marzo de 2015]. Disponible en Internet: <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/3028/Capitulo1.pdf>.

CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 5 Ed. Ciudad de México: Limusa, 2004. 650 p.

DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. 7 Ed. Ciudad de México: Cengage Learning, 2011. 594 p.

DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería geotécnica. Ciudad de México: Thomson Learning, 2001. 594 p.

ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS. (1: 4 – 6, de septiembre, 1991: Bogotá, Colombia). Patología de las edificaciones en suelos expansivos. Bogotá: Universidad del Valle, 1991. 22 p.

FASSBENDER, Hans. Química de suelos. San José: ICCA, 1968. 244 p.

GIANCOLI, Douglas. Física: Principios con Aplicaciones. 6 Ed. Ciudad de México: Pearson Educación, 2006. 848 p.

GONZÁLEZ CABALLERO, Matilde. El terreno. Barcelona: Edicions UPC, 2001, 309 p.

GRAUX, Daniel. Fundamentos de mecánica del suelo, proyecto de muros y cimentaciones: Geotecnia aplicada. 2 Ed. Barcelona: Editores técnicos asociados, 1975. 414 p.

HOLTZ, Robert y Kovacs, William. An Introduction to Geotechnical Engineering. 2 Ed. New Jersey: Prentice Hall, 2011. 853 p.

HURLBUT, Cornelius y KLEIN, Cornelis. Manual de mineralogía. 4 Ed. Barcelona: Editorial Reverté, 1997. 396 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Consolidación unidimensional de los suelos. I.N.V. E – 151 – 13, Bogotá D.C. 2012. 34 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Determinación de la gravedad específica de las partículas sólidas de los suelos y del llenante mineral, empleando un picnómetro con agua. I.N.V. E – 128 – 13, Bogotá D.C. 2012. 16 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Determinación del límite líquido de los suelos. I.N.V. E – 125 – 13, Bogotá D.C. 2012. 20 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Determinación de la masa unitaria máxima y mínima para el cálculo de la densidad relativa. I.N.V. E – 136 – 07, Bogotá D.C. 2007. 6 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos. I.N.V. E – 123 – 13, Bogotá D.C. 2012. 22 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Determinación del potencial de cambio volumétrico de un suelo empleando el aparato de Lambe. I.N.V. E – 120 – 13, Bogotá D.C. 2012. 10 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Determinación de suelos expansivos. I.N.V. E – 132 – 07, Bogotá D.C. 2007. 15 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Determinación de suelos expansivos. I.N.V. E – 132 – 13, Bogotá D.C. 2012. 6 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de muestras de suelo, roca y mezclas de suelo-agregado. I.N.V. E – 122 – 13, Bogotá D.C. 2012. 12 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Límite plástico e índice de plasticidad de los suelos. I.N.V. E – 126 – 13, Bogotá D.C. 2012. 10 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Método para medir el potencial de asentamiento o expansión unidimensional de suelos cohesivos. I.N.V. E – 173 – 07, Bogotá D.C. 2007. 13 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Sistema unificado de clasificación de suelos para propósitos de ingeniería. I.N.V. E – 125 – 13, Bogotá D.C. 2012. 10 p.

JUÁREZ, Eulalio y RICO, Alfonso. Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos. 3 Ed. Ciudad de México D.F.: Limusa, 1986. 644 p.

LEONI, Augusto. Consolidación de suelos [en línea]. La Plata: Universidad de La Plata, [Consultado el 2 de enero de 2015]. Disponible en Internet: <https://es.scribd.com/doc/292572469/Capitulo-5-Consolidacion-de-suelos-pdf>.

MERCHÁN GABALDÓN, Faustino. Manual para la inspección técnica de edificios. Madrid: ACCI, 2014. 512 p.

MEZA, Victoria. Influencia de la Succion Matricial en el Comportamiento Deformacional de Dos Suelos Expansivos. Trabajo de grado ingeniería civil. Medellín: Universidad Nacional de Colombia. Facultad de Minas, 2005. 98 p.

MINERALES DE APLICACIÓN MEDIOAMBIENTAL [en línea]. [Consultado el 30 de enero de 2015]. Disponible en Internet: http://www.uclm.es/users/higueras/MGA/Tema09/Tema_09_OtrosMin_0.htm.

MUELAS, Angel. Manual de mecánica del suelo y cimentaciones [en línea]. Madrid: Universidad Nacional de Educación a Distancia, [Consultado el 15 de febrero de 2015]. Disponible en Internet: http://www2.uned.es/dpto-icf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap_1.pdf.

PECK, Ralph y TERZAGHI, Karl. Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. 2 Ed. Barcelona: El Ateneo, 1973. 722 p.

SANZ LLANO, Juan Jose. Mecánica de suelos. Barcelona: Editores técnicos asociados, 1975. 221 p.

VILA, Alicia, et al. Correlación lineal y análisis de regresión [en línea]. Barcelona: Universidad Oberta de Catalunya, [Consultado el 20 de febrero de 2016]. Disponible en Internet: <http://www.uoc.edu/in3/emath/docs/RegresionLineal.pdf>.