



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES EN SUELOS
EXPANSIVOS”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A N:

MÉNDEZ SALAS ARTURO

PINEDA NÚÑEZ VICTOR MANUEL

DIRECTOR DE TESIS:

M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

MÉXICO, D.F. CIUDAD UNIVERSITARIA 2011.





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

“Trata de no ser un hombre de éxito, si no uno de valor” A.E

Lo hicimos:

- Más de 5000 personas involucradas directa e indirectamente;
- Cerca de 3600 horas invertidas;
- Alrededor de 900 páginas escritas;
- Aproximadamente 120 maestros, investigadores y tutores;

Es igual a 2 nuevos ingenieros al servicio de la sociedad.

Agradezco eternamente la herencia que con amor y esfuerzo me dieron mis padres; Fulgencio Méndez Jiménez y María de Lourdes Salas Chávez, estoy muy orgulloso de ustedes y gustoso de que sean mis padres, no pude ser más afortunado. Gracias

A mis hermanos Marco G. y Ansberto que me hacen muy feliz y los quiero porque llevan acabo su papel de manera excelente.

A los amigos por su significado en mi vida.

Dios gracias por darme la oportunidad de vivir este momento.

***Arturo Méndez Salas
Junio 2011***

A mis profesores:

Que me han enseñado una parte del mundo de la Ingeniería Civil y me han transmitido el compromiso que tenemos con nosotros mismos y con nuestro México.

A mis amigos:

Porque siempre me han animado a seguir adelante, por sus halagos y porras que siempre hacen que mi corazón siga adelante.

A mis familiares:

Que a través de su ejemplo de vida son motivo de para seguir adelante; por su apoyo, su cariño, su orientación, confianza y consejos hacia mí, y por ser una parte fundamental en mi vida.

A mi hermana:

Porque no sólo es mi hermana sino una amiga, porque siempre ha sido un apoyo en toda mi vida desde que nací, por su cariño y por ser un motivo de alegría en mi vida.

A mis Padres:

Porque me dieron la oportunidad de ser lo que quiero ser en la vida, brindándome su amor, confianza y apoyo incondicional. Porque su vida ha sido un ejemplo para mí y por todos sus esfuerzos y sacrificios realizados para que todo esto sea una realidad. A mi Padre, que su apoyo me lo brinda desde el cielo y porque siempre confió en mí, y a mi Madre, que con su amor infinito siempre ha sido un motivo para seguir adelante en mi vida.

A Dios:

Pues sin él nada de esto hubiese sido posible que sucediera, por su amor transmitido a través de los que me aman, en todo lo que puedo ver y sentir.

Victor Manuel Pineda Núñez

Contenido

Introducción	6
I.- Identificación.....	7
I.A Zona Activa.....	7
I.B Factores de influencia en su comportamiento.....	8
I.B.1 De acuerdo a las características del suelo.....	10
I.B.2 De acuerdo a las condiciones del entorno	16
I.B.3 Fatiga de Expansión.....	18
I.C Ubicación de los suelos expansivos.....	18
I.D. Perfil típico de suelos expansivos.	22
II.- DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO	25
II.A.Campo	25
II. A.1 Medición de la succión del suelo	26
II .A.2 Medición de los esfuerzos y propiedades del suelo en el campo.....	28
II.B Laboratorio	30
II.B.1 Límites de Atterberg.....	30
II.B.2 Métodos mineralógicos.....	31
II.B.3 Capacidad de cambios de electrones (CEC)	32
II.B.4 Expansión libre	32
II.B.5 Cambio potencial de volumen (PVC).....	33
II.B.6 Prueba de índice de expansión	33
II.B.7 Prueba de relación de vacíos.....	34
II.B.8 Coeficiente de extensibilidad linear (COLE)	34
II.C Clasificación de acuerdo a sus propiedades.....	36
II.C.1 Tablas de clasificación por medio del coeficiente linear de extensibilidad (COLE).....	37
III.- ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS	40
III.A Prueba de saturación bajo carga.....	40
III.B Prueba de presión de expansión	41
III.C Relaciones constitutivas para suelos expansivos	42
III.C.1 Deformación debido al incremento de carga externa.	43

III.C.2 Esfuerzo debido a la absorción de agua por las partículas del suelo.....	47
III.D Cálculo de expansión	50
IV.- ANÁLISIS PARA CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS.....	67
IV. A Alternativas de cimentaciones estructurales.....	67
IV.A.1 Tipos de cimentación	69
IV. B Tratamiento de suelos.....	73
IV. B.1 Control de la humedad.....	74
IV. B. 2. Estabilización del suelo.....	76
V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	79
V.A Conclusiones	79
V.B Recomendaciones	79
Anexo.....	83
REFERENCIAS	89

Introducción

“A medida que se descubre más...
más se desconoce””.

VMPN

A lo largo de los años y a través de grandes mentes se ha descubierto un sin número de fenómenos a los cuales se les ha dedicado estudio, como lo es en la medicina cuando se descubrió el genoma y todas las interacciones que se tiene con él, en la astronomía cuando se pensaba que el espacio estaba vacío y al conocerse la materia oscura se ha destinado miles de recursos para saber más de ella, cuando alguien a través de observaciones en la temperatura del mar anunció el cambio climático, y así podríamos mencionar un sin número de fenómenos de todas las ramas de la ciencia. Y la Ingeniería Civil no es ajena a estos descubrimientos pues a través de los años en todas las áreas de la Ingeniería Civil se ha ido descubriendo nuevos fenómenos o estudiando más profundamente con ayuda del desarrollo de nuevos métodos, con ayuda de las TI los fenómenos, como la subsidencia del subsuelo de la Cuenca del Valle de México a través de la geoinformática.

Muchas veces el interés a nuevos fenómenos o fenómenos existentes se debe a que no se han presentado a lo largo de la vida profesional de las personas involucradas, inclusive por la falta de conocimiento pleno acerca de las características, causas y efectos de los problemas. Los suelos expansivos han estado presentes desde hace millones de años cuando se generaron y nunca se tuvo conocimiento de ellos hasta cuando fue necesario vivir sobre ellos. Con el avance de la Ingeniería Civil se han ido desarrollando nuevas técnicas para su estudio. Ahora, con la necesidad de brindar nuevas opciones que ayuden a mejorar la calidad de vida de las personas en cualquier tipo de ambiente, se han estudiado los suelos expansivos para conocer su comportamiento y así poder ofrecer medidas que beneficien en la construcción sobre este tipo de suelos.

El presente trabajo tiene por objetivo que las personas involucradas en la Ingeniería Civil tengan a la mano la información necesaria de los factores que influyen en los suelos expansivos, de la ubicación de los mismos dentro de la República Mexicana, las propiedades de los suelos, el comportamiento de los mismos, estimación de movimientos, alternativas para cimentar sobre ellos y tratamiento de los mismos para reducir su capacidad expansiva

I.- Identificación

Un Suelo Expansivo es un término generalmente empleado a cualquier suelo o material rocoso que tiene la capacidad de encogerse e hincharse bajo cambios en las condiciones de humedad.

La historia de los suelos expansivos comenzó hace millones de años en la eras del vulcanismo. La ceniza fue depositada en aguas poco profundas y formó una solidificación de arcilla rica en montmorilonita inestable, el principal mineral de las arcillas expansivas. También se debe a gran medida al proceso de edafización a lo largo del tiempo.

Ahora bien, los principales problemas a los que nos enfrentamos con estos suelos son las deformaciones que son más grandes que las deformaciones elásticas y éstas no pueden ser previstas por la elasticidad clásica o por la teoría de la plasticidad. Los movimientos provocados por los mismos tienen comúnmente un patrón irregular como para causar grandes daños a las estructuras y pavimentos que se apoyan sobre estos.

La mayor parte de los asentamientos humanos se encuentra sobre suelos expansivos, sin embargo, los suelos expansivos no causan problemas a menos que las estructuras que se construyen sobre ellos sean diseñadas inadecuadamente. En general, los suelos expansivos afectan principalmente a las cimentaciones, así como también a diferentes partes de la estructura provocando que la cimentación esté sometida a sollicitaciones ajenas al diseño.

Estos daños los podemos observar a través de la aparición de grietas significativas muy a menudo en las esquinas de las ventanas y puertas, en los muros, en las losas de las cocheras inclusive pisos del interior de las casas, en las banquetas, y en las avenidas.

Por lo tanto, los principales factores que deben ser identificados en la caracterización de un sitio para una obra de ingeniería son:

- Las propiedades de expansión o la expansión-contracción del suelo.
- Las condiciones ambientales y humanas que contribuyen a los cambios de humedad del suelo.

I.A Zona Activa

En las obras de ingeniería es indispensable el conocimiento de la zona activa, cuando se desea construir en un sitio que revele la presencia de arcillas expansivas.

Resulta sencillo identificar en campo la existencia de estos suelos, pues en tiempo de estiaje se observan con mucha claridad las grietas provocadas por la desecación. Los problemas de los suelos expansivos se generan como resultado del cambio de la humedad en los primeros metros de la capa superficial.

En el terreno virgen, deben investigarse las variaciones de humedad con la relación de la profundidad y respecto a las diferentes temporadas de año, además del reconocimiento directo de la estratigrafía e las manifestaciones que en sistemas de grietas se generan por la influencia de los ciclos estacionales.

Es necesaria la identificación de la profundidad hasta la cual se tiene una influencia significativa de los periodos estacionales, sin ignorar los efectos posibles a causa del ascenso y descenso del nivel de aguas freáticas, sobre todo cuando este no es muy profundo. Así, lo que se determina es la capa de suelo sujeta a cambios de humedad que puedan ser significativos a cambios de volumen, en expansiones y contracciones, en tiempo de lluvia y en temporada de estiaje respectivamente.

De forma convencional, puede aceptarse que la profundidad de la zona activa corresponda aquella a la cual se tiene una variación de la humedad tal que resulte poco relevante respecto a los fines ingenieriles.

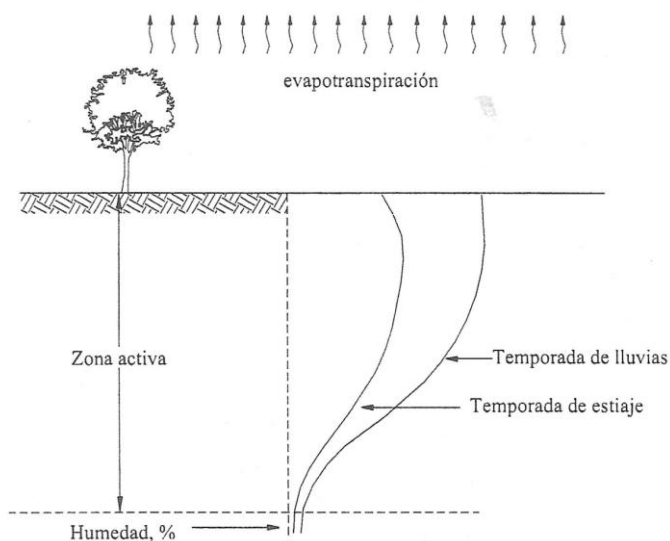


Ilustración I. 1 Perfiles de Humedad que definen la zona activa del terreno virgen.

I.B Factores de influencia en su comportamiento

El mecanismo de expansión y reducción de arcillas expansivas es complejo además de que está influenciado por un sin número de factores. La expansión es un resultado de los cambios en el sistema de agua del suelo que alteran el equilibrio interno de esfuerzo. Las partículas de arcilla generalmente

son placas con carga eléctrica negativa sobre su superficie y carga positiva en el eje. Las cargas negativas se encuentran en balance por cationes del agua del suelo, que llegan a ser atraídas a las superficies de las placas por las fuerzas eléctricas. El campo de fuerzas interparticulares eléctricas es una función de ambas, la carga negativa de la superficie y la electroquímica del agua del suelo.

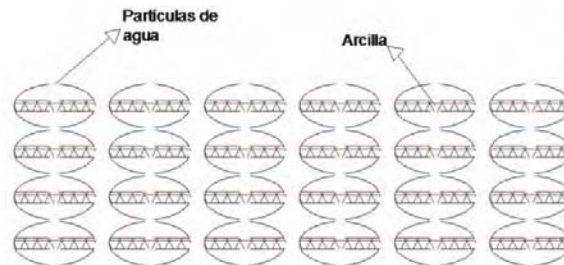
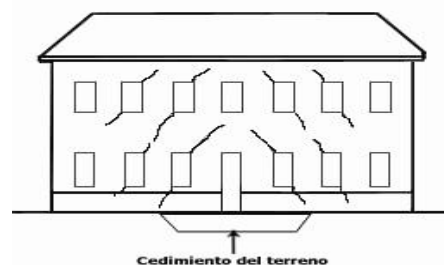


Ilustración I.2. Las fuerzas electrostáticas provocan que el agua quede adherida a las moléculas de arcillas y aumente su volumen.

El sistema de fuerzas electroquímicas internas debe estar en equilibrio con el esfuerzo aplicado externo y con la tensión capilar en el agua del suelo. La tensión capilar es a menudo llamada matriz de succión. Si la química del agua del suelo está siendo afectada, ya sea por un cambio en la cantidad de agua o por la composición química, el campo cambiará también. Si el resultado del cambio en las fuerzas internas no está balanceado, entonces los espacios entre las partículas se modificarán con el fin de ajustar las fuerzas interparticulares hasta que el equilibrio sea alcanzado. Este cambio en los espacios de las partículas se manifiesta así mismo como expansión o contracción del suelo.

Algunos factores que influyen en el mecanismo de expansión también afectan, o son afectados por las propiedades físicas del suelo tales como la plasticidad o peso específico. Los factores que influyen en el potencial de expansión-contracción los podemos agrupar en tres diferentes grupos, esto son:

- Las características del suelo que influyen básicamente en la naturaleza de las fuerzas del campo interno,
- Los factores del medio que influyen los cambios que pueden ocurrir en el sistema de la fuerza del campo interno, y
- El estado de esfuerzos.



Esquema I. 2 Representación de daños debido al suelo. Grietas en esquinas de ventanas.

I.B.1 De acuerdo a las características del suelo

I.B.1.1 Microescala

Estos factores como ya se había mencionado, están basados en su mineralogía y propiedades químicas del suelo. A continuación se describirán con más detenimiento para proporcionar un amplio panorama acerca de los factores de microescala.

Los minerales constituyentes de las arcillas son de diferentes tipos y por lo tanto exhiben diferente desempeño del potencial de expansión porque la variación en el campo eléctrico asociado a cada mineral es diferente. Por lo tanto, la capacidad de expansión de una masa entera de suelo recae esencialmente en la cantidad y tipo de minerales que componen al suelo, en la disposición y área específica de la superficie de las partículas, y la química del agua del suelo que rodean a dichas partículas.

La mayoría de los minerales de las arcillas tienen una disposición ordenada de los átomos que las forman, que es característica propia de los cristales enrejados quienes forman una especie de red. La red de cristal es regularmente mostrada en tres dimensiones como la disposición de átomos o iones de un cristal. Una importante característica de los minerales de las arcillas es el tamaño pequeño de los cristales. Típicamente el grosor puede ser tan pequeño como 15 \AA ($1.5 \times 10^{-9} \text{ m}$) y dimensiones laterales que están en el orden de micrones por lo que hace que la visualización de estos minerales por medio de microscopios comunes sea imposible. Para esto se recurre a el uso de difracción de rayos X y así como de también la utilización de microscopios electrónicos para su identificación.

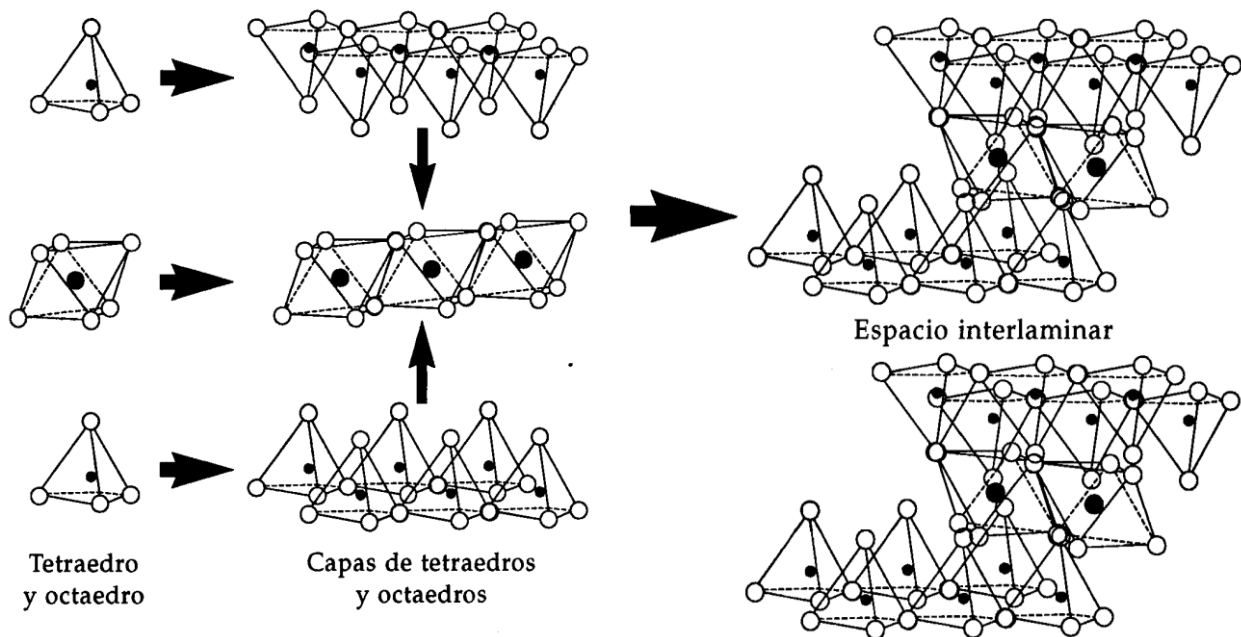
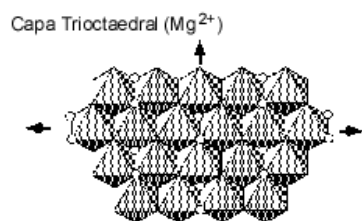
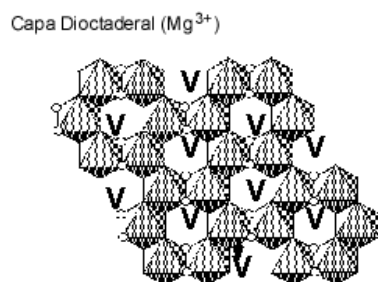


Ilustración I.3. Formación del Filossilicato; estructura de las arcillas. Garrison , 198



- Sin espacios vacios
1. Más superficie de absorción
 2. Sin absorción de agua o/y nutrientes
 3. Dipolar (+) y (-)



- V = Espacios Vacios
1. Menos superficie de absorción
 2. Más absorción para agua y nutrientes
 3. Polar (-)

Ilustración I.4. Estructura del filossilicato. Trioctaedral vs Dioctaedral. Garrison , 1989

Tablal.1

CLASIFICACION DE LAS ARCILLAS			
GRUPO DE ARCILLAS	FORMACIÓN Mg^{2+} / Al^{3+}	FORMACIÓN Si^{4+} / Al^{3+}	CATIONES INTERLAMINARES
Grupo Caolín (Caolinita, Nacrita, Anauxita, etc.)	TRIOCTAEDRAL	1:1 Si - Al (Isoelectricas)	Alta en magnesio Bajo en potasio
Grupo Zeolitas (Clinoptilolitas, Aragonitas, etc.)	TECTOSILICATOS / DIOCTAEDRAL	1:2 Si - Al - Al (Polar, Expandible)	Alto en calcio y/o sodio
Grupo Montmorillonitas (Esméctica, Bentonitas, Beidelita, etc.)	DIOCTAEDRAL	2:1 Si - Al - Si (Polar, Expandible)	Alto en calcio y/o sodio
Grupo Micas – Hidratadas (Sepiolitas, Vermiculitas, Atapulguita)	DIOCTAEDRAL Y/O TRIOCTAEDRAL	2:1 Si - Al - Si (Polar y/o Dipolares) (Expandible)	Alto en potasio Bajo en magnesio
Grupo Micas– No Hidratadas (Illitas, Cloritas)	TRIOCTAEDRAL	2:1:1 Si - Al - Si - Al (Dipolares, No expandible)	Alto en magnesio Bajo en potasio

Garrison , 1989

Los Rayos X se difractan a través de una muestra de arcilla y cada trayectoria de difracción es una imagen de distintos planos atómicos; el conjunto de trayectorias “retrata” la estructura interna de la arcilla. Así se revela un promedio de 2×10^7 láminas reticulares por centímetro de material. Este método puede ser más informativo en general, pero a causa del pequeño tamaño de los cristales y su orientación desordenada, las trayectorias de difracción se definen y distinguen muy difícilmente. Modernamente se han usado otros procedimientos, como por ejemplo, Resonancia Magnética Nuclear de Ángulo Mágico (RMN-AM), Resonancia Paramagnética Electrónica (RPE), Infrarrojo (IR), Absorción Atómica (AA) que parecen ofrecer mayores posibilidades en la indagación de la mineralogía de las arcillas.

El microscopio electrónico permite distinguir ciertos minerales de forma muy típica, tales como la haloisita (del grupo de las caolinitas y de forma tubular muy notable), pero sus resultados plantean problemas de interpretación de las formas de escama, de las que participan gran número de minerales de arcilla (montmorilonitas e ilitas).

El efecto de altas temperaturas sobre una arcilla es extraer agua de sus retículas laminares, transformando un mineral de arcilla en otro compuesto químico. Los demás minerales de la arcilla presentan efectos típicos, como en el ejemplo siguiente, al ser altamente calentados; estos efectos permiten su identificación. La caolinita, por ejemplo, permite la remoción de su agua estructural a partir de 500°C y el mineral puede transformarse en óxido de aluminio amorfo y sílice.

Diferentes minerales también pueden ser identificados por medio de análisis químicos para cubrir las finalidades mencionadas. Sin embargo, se ha encontrado que existen relaciones de grupos de acuerdo a sus propiedades, y estos son tres:

Tabla 1.2 Grupos importantes en su estructura de los minerales de las arcillas

Grupo de las Caolinitas	Generalmente no expansivas.
Grupo de las Micas	Incluyen ilitas y vermiculitas, las cuales pueden ser expansivas, pero generalmente no plantea problemas significantes.
Grupo de Esmectita	Incluyen montmorilonitas, las cuales son altamente expansivas y tienen los más molestos minerales de las arcillas

Nelson y Miller, 1992

Los tres grupos que se presentan en la tabla 1 tienen estructura cristalina de capas. La distinción mineralógica está basada en la disposición de las diferentes capas y la manera por las cuales las unidades estructurales individuales están unidas. Con ayuda de la Difracción de Rayos X, provee una medida de las características del espaciamiento basal, el cual describe el espesor y el espaciamiento de las capas individuales unidas. En la siguiente tabla se muestra las propiedades de los minerales más importantes que componen a las arcillas.

Tabla 1.3 Características de algunos minerales de las arcillas

Grupo Mineral	Espaciamiento Basal (Å)	Características de Partícula	Fuerzas Interparticulares	Área Específica (m ² /g)	Límites de Atterberg			Actividad	
					Li %	Lp %	SL %	Ip/ %arcillas	%arcillas
Caolinitas	14.4	Gruesa, rígida, cara de 6 lados 0.1 a 4 x 0.05 a 2 μm	Fuertes enlaces de hidrógeno	10-20	30-100	25-40	25-29	0.38	
ilitas	10	Delgada, placas apiladas 0.003 a 0.1 x 1.0 a 10 μm	Fuertes enlaces de potasio	65-100	60-120	35-60	15-17	0.9	
Montmorilonitas	9.6	Delgada, escamosa >10Åx1.0 a 10 μm	Fuerzas Van der Waals débiles	700-840	100-900	50-100	8.5-15	7.2	

SL: límite de contracción Nelson y Miller, 1992

La química del agua en el suelo es importante en relación a la magnitud del potencial de expansión. Cationes de sal, tales como sodio, calcio, magnesio, y potasio, son disueltos en el agua del suelo y son adsorbidas en las superficies de las arcillas como cationes intercambiables al balance de las cargas negativas de la superficie. La hidratación de estos cationes y fuerzas adsorbentes ejercidas por los cristales de las arcillas por sí mismas pueden causar la acumulación de grandes cantidades de agua entre las partículas de arcillas.

En suelos secos, los cationes de sal están manteniendo juntas a las superficies de los cristales de las arcillas por fuertes fuerzas electrostáticas. De esta manera, inicialmente desecado y densamente juntas, las superficies están forzadas a mantenerse juntas como cationes hidratados adsorbidos y llegan a ser dilatadas en la adición de agua. Cuando hay presencia de agua en exceso, los cationes adsorbidos ya no están sostenidos fuertemente por las superficies de la arcilla. Las fuerzas de atracción electrostática están concentradas por la tendencia de los iones a difundir hacia el volumen de la solución del diluyente fuera de la superficie de partícula.

La Ilustración I.5 muestra los distintos espesores que se obtienen con las distintas arcillas al intercalarse una o dos capas de agua en el espacio interlaminar:

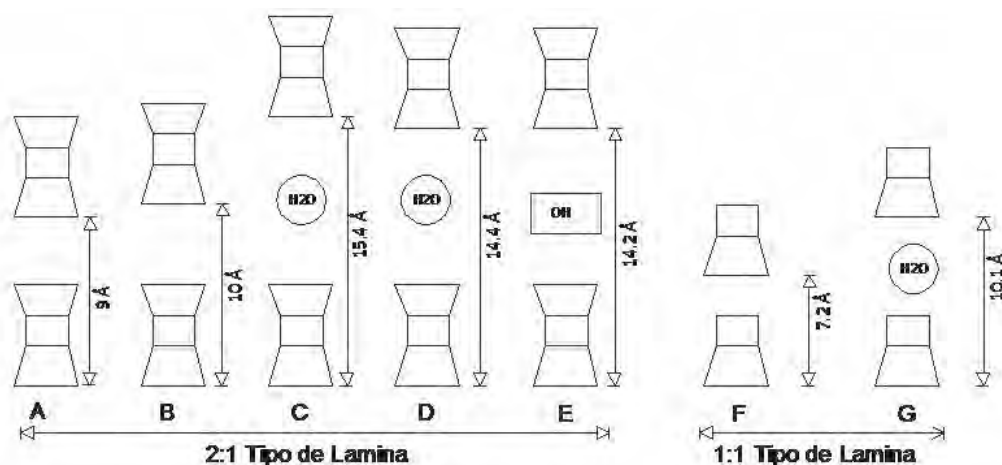


Ilustración I.5 Espesor de arcillas a) Pirofilita b) Mica c) Esmeclita d) Vermiculita e) Clorita f) Caolinita g) Haloisita

La atracción de las fuerzas electrostáticas contrarrestan los efectos de difusión a algún extremo resultando en una gran concentración de cationes cerca de la superficie de la partícula. La carga negativa de la superficie de partícula de arcilla y la concentración de iones positivos en la solución adyacente a la partícula forman lo que se denomina capa de doble difusión o DDL (*diffuse double layer*) (Bohn, 1985). Superponiendo DDL entre las partículas se generan fuerzas de repulsión, o “presiones de expansión” a microescala. La interacción de DDL y el potencial de expansión incrementan a medida que el grosor de la DDL incrementa. El espesor de la DDL está controlado por varias variables incluyendo la concentración y valencia de los cationes del agua en el suelo. En general, el espesor de la DDL y la gran expansión están asociados con bajas concentración de cationes y/o la presencia de

cationes con baja valencia. De esta manera, para la misma mineralogía del suelo, más expansión ocurriría en una muestra teniendo intercambio de cationes de sodio (Na^+) que en una muestra con cationes de calcio (Ca^{2+}) o magnesio (Mg^{2+}).

I.B..1.2 Macroescala

Los factores de macroescala son de cierta medida reflejo o resultado de los de microescala, es decir, de la naturaleza propia del suelo.

Comúnmente estos factores están determinados por dos propiedades índices (o físicas) del suelo: la plasticidad y el peso volumétrico. Por ejemplo, la consistencia del suelo, que es medida por los límites de Atterberg, es un buen indicador de la posible expansión del suelo: son más susceptibles los suelos que están dentro del rango plástico con un amplio contenido de humedad. Generalmente este comportamiento se debe a los minerales que componen a las arcillas y a su arreglo estructural lo cual hace posible que el suelo pueda contener grandes cantidades de agua entre sus partículas. En general, estas propiedades pueden servir como detectores de un suelo con potencial de expansión (Nelson y Miller, 1992).

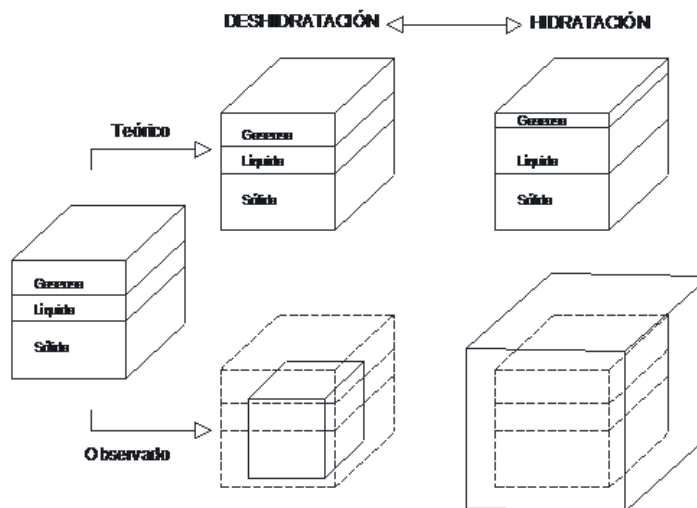


Ilustración I.6. Aspectos teóricos y de campo de la hidratación - deshidratación de suelos expansivos – contractivos. Como resultado de las propiedades químicas del suelo. (Coulombe, 1996)

En cuanto al peso volumétrico, éste al ser aumentado por medio de la compactación o como resultado de cargas previas sobre el suelo, puede provocar un aumento en la expansión.

Tabla I. 4

Propiedades del suelo que influyen en la expansión y contracción del suelo		
Factor	Descripción	Referencias
Minerales de las arcillas	Los minerales de las arcillas que generalmente son la causa de los cambios de volumen son las montmorilonitas, vermiculitas y algunas mezclas de capas de minerales. Las Illitas y caolinitas son con poca frecuencia expansivas, pero pueden causar cambios de volumen cuando el tamaño de las partículas es extremadamente fina (menor que unos pocas decimas de una micra)	Grim, 1968 Mitchell, 1973 Snethen, 1977
Química del agua del suelo	Una hinchazón del suelo es representada por un incremento de la concentración de cationes y un incremento en el balance de cationes. Por ejemplo, Mg^{2+} en el agua del suelo puede resultar menos expansivo que los cationes de Na^+	Mitchell, 1976
Succión del suelo	La succión del suelo es una variable independiente del esfuerzo efectivo, representado por la presión de poro negativa en un suelo no saturado. La succión del suelo está relacionada con la saturación, la gravedad, el tamaño y forma de los poros, la superficie de tensión, y con las características eléctricas y químicas de las partículas del suelo y del agua.	Snethen, 1980 Fredlund y Morgenstern, 1977
Plasticidad	En general, los suelos que presentan un perfil con un amplio contenido de humedad y un elevado límite líquido tienen una mayor potencialidad de expansión y contracción. La plasticidad es un indicador de la potencialidad de expansión.	Nelson y Miller, 1992
El arreglo y estructura del suelo	Las arcillas floculadas tienden a ser más expansivas que las arcillas dispersas. Las partículas cementantes disminuyen la expansión. El arreglo y estructura son alteradas por la compactación en altos contenidos de agua. Una compactación por amasamiento ha demostrado crear estructuras dispersas con baja potencialidad de expansión que suelos estáticamente compactados en bajos contenidos de agua.	Johson y Snethen, 1978
Peso volumétrico en estado seco	Los altos pesos volumétricos generalmente indican espacios más estrechos entre las partículas lo que puede significar grandes fuerzas de repulsión entre las mismas y más potencialidad de expansión.	Chen, 1973 Komornik y David, 1969 Uppal, 1965

I.B.2 De acuerdo a las condiciones del entorno

Las condiciones del entorno, es decir, a las que está expuesto el suelo, pueden en gran medida contribuir a los cambios de contenido de humedad por lo que debe ser evaluado para medir el posible efecto en la aumento de volumen. Por ejemplo, la potencialidad de que el suelo pueda absorber o expulsar agua dependerá del contenido de la misma. Hay que mencionar que el contenido de humedad por sí sólo no es un buen indicador o pronosticador de la expansión y contracción de un suelo. En su lugar conociendo los límites de contenido de humedad tales como los límites plástico y el límite de contracción se puede saber si habrá o no expansión.

Las variaciones de la humedad en la zona activa de un perfil natural del suelo es afectado principalmente por ciclos climáticos. Las condiciones de humedad, por ejemplo, pueden variar drásticamente cuando se tiene una superficie libre y otra en la que se dispongan construcciones o infraestructura vial.

Otro ejemplo directo que causa la variación en la humedad resulta de la alteración del drenaje o por obras que aportan de manera indirecta agua al subsuelo, tales como la irrigación o debido a fugas en las tuberías. Estos últimos factores son difíciles de cuantificar pero pueden ser controlados por los medios posibles de acuerdo al caso. Por ejemplo, un sistema de drenaje apropiado y una atención a las áreas verdes son ideas sencillas para minimizar las fluctuaciones de humedad cerca de las construcciones.

La disponibilidad del agua en un suelo está influenciada por muchos factores que pueden ser tanto ambientales como humanos, estos factores están indicados en la tabla siguiente.

Tabla 1.5

Condiciones del entorno que influyen en la expansión y contracción de un suelo.		
Factores	Descripción	Referencias
Contenido de humedad inicial	Un suelo seco y con una succión elevada tendrá una mayor afinidad por el agua que el mismo suelo con un mayor contenido de humedad. A la inversa, un suelo cuyo perfil es húmedo perderá agua más rápidamente cuando esté expuesto a influencias que provoquen su secado y se encogerá más que uno cuyo estado inicial sea seco.	Nelson y Miller, 1992
Variaciones de humedad	Las variaciones en la humedad de la zona activa definen los cambios del suelo. En estas capas están presentes las variaciones más amplias en cuanto a cambios de humedad y volumen que pueden existir.	Johnson, 1969
Clima	La cantidad y variación de la precipitación así como de la evapotranspiración en gran medida influyen en la disponibilidad de la humedad y en la profundidad de la misma de acuerdo a la	Holland y Lawrence, 1980

Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez

	temporada del año, en donde, en climas semiáridos esto se refleja de mayor manera ya que tiene periodos más cortos de humedad.	
Agua subterráneas	Un nivel freático poco profundo provee una fuente de humedad y fluctuación de la zona activa.	Nelson y Miller, 1992
Drenaje y fuentes provocadas por el hombre	Los encharcamientos debido a un mal sistema de drenaje (bloqueo de rejillas de acceso al alcantarillado) provocan que el agua se infiltre al suelo. Otro ejemplo son las fugas que proveen al suelo de agua a mayores profundidades.	Krazaynski, 1980 Donaldson, 1974
Vegetación	Árboles, arbustos y pastos provocan una variación en la humedad del suelo a través de la transpiración y causan valores diferentes de la humedad a diferentes áreas de acuerdo a la variedad de la vegetación.	Buckley, 1974
Permeabilidad	Los suelos con altos niveles de permeabilidad, particularmente provocados por fisuras y grietas en la masa del suelo, permiten una rápida migración del agua y promueven una mayor tasa de expansión.	Wise y Hundson, 1971 De Brujin, 1965
Temperatura	Aumentos de temperatura causan la difusión de humedad hacia áreas más frescas debajo de los pavimentos y de las construcciones.	Johnson y Stroman, 1976 Hamilton, 1969
Condiciones de esfuerzo		
Esfuerzos históricos	Un suelo sobreconsolidado es más expansivo que el mismo suelo con la misma relación de vacíos, pero normalmente consolidado. Las presiones de expansión pueden aumentar sobre viejas arcillas compactadas, pero la cantidad de este incremento de volumen, bajo cargas ligeras no es representativo a pesar de la edad de las mismas. Repetidos cambios de humedad y secado tienden a reducir la expansión en muestras de laboratorio, pero después de un cierto número de ciclos de expansión-contracción el aumento de volumen ya no es afectado.	Mitchell, 1976 Kassiff y Baker, 1971
Condiciones en sitio	Los estados de esfuerzo iniciales en un suelo deben ser calculados para estimar las posibles consecuencias si se volviese a cargar la masa del suelo o si sufriera cambios de humedad. Los esfuerzos efectivos iniciales pueden ser determinados aproximadamente a través de muestreos y pruebas en laboratorio o mediante mediciones y observaciones realizadas en campo.	Nelson y Miller, 1992
Cargas	La magnitud del peso de la sobrecarga determina la cantidad de cambio del volumen que ocurrirá para un determinado contenido de humedad y con cierto peso volumétrico. Una	Holtz, 1959

carga aplicada externamente actúa para balancear las fuerzas entre partículas y reduce la expansión, sin embargo una carga excesiva puede causar asentamientos excesivos de la estructura.

Perfil del suelo

El espesor y la localización de las capas potencialmente expansivas del perfil influyen considerablemente en los movimientos. Los más grandes movimientos ocurrirán en perfiles que tiene grandes extensiones de arcillas que van desde la superficie a profundidades por debajo de la zona activa. Los menores movimientos aparecerán si el suelo expansivo esta sobrepuesto por un material no expansivo o sobre una cama de roca o un estrato duro a poca profundidad.

Holland y Lawrence, 1980
Mpdifique el tamaño

I.B.3 Fatiga de Expansión

Una arcilla se somete a ciclos de expansión y contracción, es decir; que se le adiciona agua para que se expanda y después se deja secar hasta su contenido de agua inicial, para saturarse nuevamente, repitiéndose para un cierto número de ciclos, se ha observado que presenta signos de fatiga después de cada ciclo. Esto se puede presentar por los cambios estacionales debido a aumentos y disminución de humedad, lo cual, hace que la arcilla tienda a estabilizarse después de algunos años.

Experimentos en el laboratorio (Pérez y Castañón, 1999) han demostrado este tipo de comportamiento en suelos expansivos de Querétaro. Estos suelos se sometieron a ciclos de humedecimiento-secado en el consolidómetro bajo carga del sitio. La hipótesis principal es que las variaciones en los cambios de esfuerzo y de deformaciones van siendo menores a medida que el número de ciclos de humedecimiento-secado se incrementan, llegando a un equilibrio en un determinado tiempo.

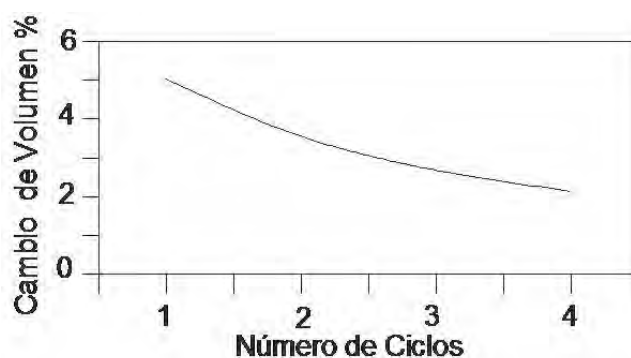


Gráfico I.1. Resultados de los experimentos por Pérez y Castañón 1999

I.C Ubicación de los suelos expansivos

La ilustración I.6 indica que los suelos expansivos están confinados en regiones potencialmente semiáridas en zonas de clima tropical templado. Los suelos expansivos se presentan en abundancia

donde la evapotranspiración excede la precipitación. De lo anterior se tiene la teoría de que en las zonas semiáridas la escasa lixiviación ha ayudado en la formación de la montmorilonita.

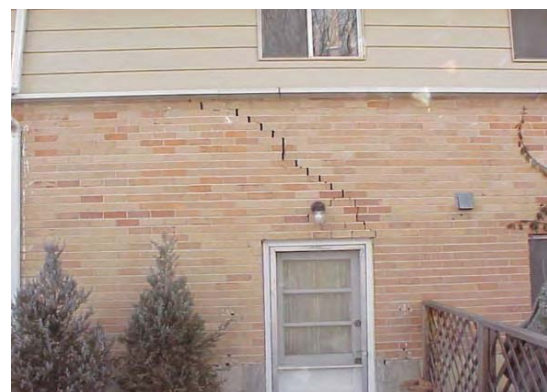
Existen muchos países en el mundo que tienen el problema de suelos expansivos, por ejemplo: Sudáfrica, México, Estados Unidos, Venezuela, Colombia, Costa Rica, Ecuador, Perú, Argentina, Brasil, Cuba, Angola, Mozambique, Kenia, Argelia, Marruecos, Ghana, Israel, Turquía, Irán, Irak, India, Australia, entre otros. En Europa, parece que el único que presenta este problema es España.



Ilustración I.7. Distribución de los Suelos Expansivos en el Mundo. (Modificado de G.W. Donaldson, 1969)

Potencialmente los suelos expansivos pueden encontrarse en casi cualquier lugar del mundo. En los países subdesarrollados, muchos de los problemas de suelos expansivos, no han sido reconocidos por lo que es de esperarse que se descubran más regiones de suelos expansivos con el aumento de la cantidad de construcciones cada año en dichos países.

Imagen I.1. Daños debido a las arcillas expansivas. África y Australia respectivamente. (Abajo)



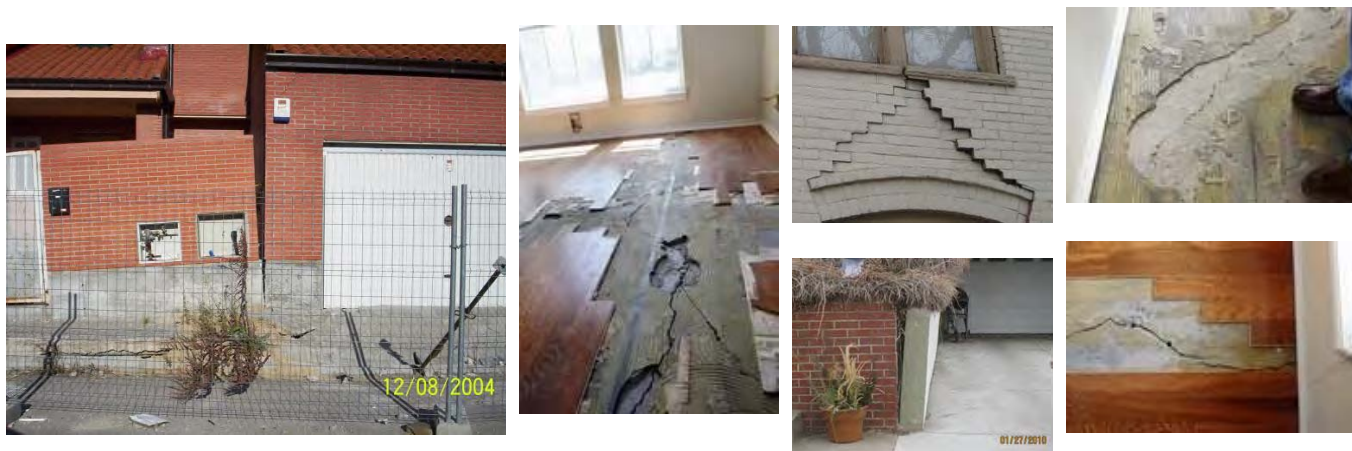


Imagen I.2. Daños debido a las arcillas expansivas. De izquierda a derecha: España, viviendas de EU, San Angelo Texas. Se puede apreciar daños en las losas y muros.

En México varias regiones de los estados de Baja California Norte, Campeche, Chiapas, Michoacán, Morelos, Tamaulipas, Sonora y Querétaro se han detectado suelos expansivos. Los suelos expansivos se presentan en regiones con arcillas donde ocurren variaciones significativas de humedad: en zonas como las monzónicas con estaciones muy diferentes, y en las zonas semidesérticas en las cuales se alternan temporadas de sequía con pequeños periodos de precipitación. En especial, los suelos expansivos se encuentran en las zonas semiáridas de las regiones del clima templado y tropical.



Imagen I.3. Daños debido a las arcillas expansivas. Morelos, México. Daños tales como levantamientos de losas y grietas en estructuras.

De acuerdo a la clasificación del sistema FAO-UNESCO, 1970, modificada por la Dirección General de Geografía del Territorio Nacional (Secretaría de Programación y Presupuesto, 1981) se utilizan las características morfológicas, físicas y químicas para separar los suelos en unidades que proporcionen información referente a su aplicación práctica con fines diversos. De acuerdo a la Edafología, los vertisols son el principal tipo de suelo expansivo. Los vertisols provienen desde el Holoceno al Pleistoceno, se han formado en material transportado de suelo viejo de otros sedimentos. Y se han desarrollado principalmente en sitios planos o de pendientes suaves, por lo general planicies y fondos de valles.

Por lo general, las características de los vertisols presentan los siguientes valores:

Tabla I.6

	Rangos	
Contenido de arcilla (%)	Uniforme- >35	>80%
Color	Obscuro	
Textura	Uniforme	Fina a muy fina
Compuesto mineralógico (mayor)	Montmorilonita	
Clima de Localización	Áridas	Semiáridas
Peso Específico (Ton/m ³)	1.76	2.08
Contenido Materia Orgánica % (superficie)	2	5
Capacidad Intercambio Catiónico (meq/100gr)	25	80
Carbonato de Calcio libre (%)	5-10	60
Sodio Intercambiable (%)	5	10
pH	6	8.5

Zepeda y Castañeda, 1987

Los dos requerimientos para la formación de estos suelos son: un periodo de saturación completa y una estación seca bien definida. El periodo de saturación completa produce anaerobismo y condiciones reductoras. La estación seca bien definida ocasiona que muchos de los cationes básicos permanezcan en el sistema, produciendo con ello condiciones favorables a la formación de montmorilonita.

Gran parte de los vertisols se han desarrollado en depósitos superficiales de textura fina a muy fina, los cuales generalmente son depósitos aluviales o lacustres; sin embargo, en algunos casos no se puede tener seguridad respecto a su origen. Algunos depósitos aparecen formados por erosión de los suelos, acumulando el material en una depresión en un sitio plano. Otros se han formado por la meteorización progresiva de la roca subyacente, que puede ser roca extrusiva como el basalto, sedimentaria como la caliza, o ceniza volcánica. Su desarrollo es estimulado por un contenido elevado de feldespatos plagioclásicos, minerales ferromagnesianos y carbonatos.

En las siguientes ciudades de México se han reportado la presencia de suelos expansivos: Mexicali, Tijuana, Tuxtla Gutiérrez, Ciudad Juárez, Chihuahua, Durango, Celaya, Irapuato, León, Salamanca, Chilpancingo, Tula Morelia, Guadalajara, Cuernavaca, Querétaro, Culiacán, Los Mochis, Cd. Obregón, Nuevo Laredo, Reynosa y Sota la Marina. Tomando en cuenta la zonificación de los suelos expansivos en la República Mexicana, es de esperarse que muchas ciudades de nuestro país y en lugares cercanas a ellas posiblemente presentarán problemas con ese tipo de suelo, pero aun no se dispone de información que corrobore con esto; las ciudades con posibilidades de presencia de suelos expansivos son: Torreón, Colima, Oaxaca, San Juan del Río, Guamúchil, Tampico y Poza Rica. Esto lo podemos observar en la ilustración I.8.

I.D. Perfil típico de suelos expansivos.

Los depósitos de suelo expansivo pueden variar desde materiales lacustres hasta los que aparentan ser rocas del tipo de lutita. Generalmente presentan consistencia de medianamente firme a firme, con capacidades de carga admisible superiores a 100kN/m^2 (10 ton/m^2), su peso específico suele ser que la mayoría de los suelos. De acuerdo al Sistema Unificado de Suelos (SUCS), la plasticidad de las arcillas expansivas les ubica, la mayoría de veces, en el grupo CH. No debe olvidarse que al tratarse de un suelo no saturado, al aumentar el contenido de agua de la arcilla, puede esperarse la pérdida de cohesión aparente. El intemperismo y la falta de confinamiento afectan a las paredes de las excavaciones o de los taludes, dando lugar al deterioro de la integridad masiva del depósito arcilloso, por el aumento del tamaño y presencia de grietas, provocado por la deshidratación. Las grietas a su vez pueden facilitar la penetración de agua en presencia de lluvia, favoreciendo la inestabilidad.

Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez



Ilustración I.8. Zonas potenciales de suelos expansivos en la República Mexicana (Zepeda y Castañeda, 1987)

Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

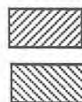
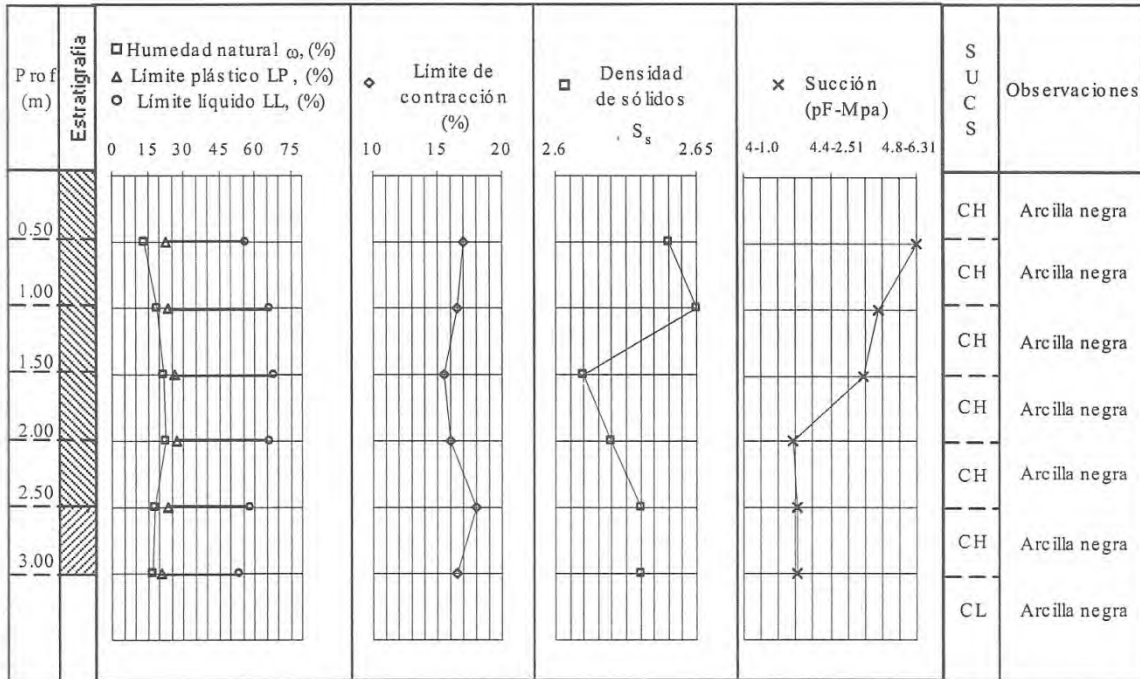
Pineda Núñez

Lugar: Júrica, Querétaro

Sondeo: No. 6 (abril 95)

Calculó: Ing. Teresa López Lara

Fecha de elaboración: Sep - 95



Arcilla de baja compresibilidad

Arcilla de alta compresibilidad

$pF = \log h$

$h =$ Columna de agua, cm

1 $pF = 10 \text{ cm} = 0.01 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ kPa}$

2 $pF = 100 \text{ cm} = 0.1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ kPa}$

3 $pF = 1000 \text{ cm} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa}$

4 $pF = 10000 \text{ cm} = 10 \text{ kg/cm}^2 = 1000 \text{ kPa} = 1 \text{ MPa}$

Ilustración I.9 Perfil Estratigráfico de un suelo arcilloso expansivo de Jurica, Querétaro (López, 1996)

II.- DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

Una pronta identificación de los suelos expansivos es indispensable durante los pasos preliminares de un proyecto de ingeniería. La importancia de un buen muestreo, de las pruebas y de la determinación de las propiedades del suelo así como su clasificación nos ayudan a diseñar los pasos posteriores.

II.A.Campo

Las medidas in situ no sólo proveen valores necesarios para evaluar las condiciones del suelo para la caracterización del perfil, si no también, permiten la evaluación cuantitativa de las propiedades del suelo en el lugar. Estas pruebas tienen distintas ventajas, una de ellas es la de permitir hacer mediciones bajo las condiciones ambientales del campo teniendo así una mínima cantidad de alteración de las condiciones del suelo.

Algunas de las siguientes pruebas de campo están recomendadas en la caracterización o evaluación de suelos expansivos:

- M
edición de la succión del suelo in situ usando psicómetros termopares y tensiómetros, o usando métodos de papel filtro.
- P
ruebas in situ de densidad y humedad.
- M
monitoreo de expansión y asentamientos en la superficie.
- P
iezómetros o pozos de observación para localización y monitoreo del nivel de aguas freáticas.
- R
resistencia a la penetración.
- P
ruebas presiométricas y de dilatación.
- M
étodos geofísicos.

Cuando el agua en el suelo se encuentra bajo presión hidrostática mayor que la atmosférica, se considera que su potencial de presión es positivo. Cuando la presión es menor que la atmosférica el potencial de presión se toma como negativo. Este potencial de presión negativo se denomina "potencial mátrico" o succión mátrica, la cual resulta de las fuerzas capilares y de adsorción debido a la matriz del suelo. La presencia de agua absorbida y la formación de meniscos cóncavos son muy importantes en suelos arcillosos

y en altas succiones, lo cual es afectado por la doble capa eléctrica y los cationes intercambiables presentes. De acuerdo al Comité de la Sociedad de Ciencia del Suelo (Aslyng et al., 1963) la succión mátrica se define como “la presión de poro, relativa a la presión externa de un gas sobre el agua de suelo”. Esta definición implica el uso del tensiómetro el cual se describirá en una sección adelante de este capítulo.

La presencia de sales en el agua del suelo afecta sus propiedades termodinámicas y disminuye su energía potencial. En particular las sales bajan la presión de vapor del agua del suelo. Esto no puede afectar al flujo del líquido en forma significativa, lo que nos lleva a que si se tiene una membrana o barrera de difusión, se trasmite más fácilmente agua que sales. El efecto osmótico es importante en la interacción entre las raíces de las plantas y el suelo.

Se entiende por succión osmótica al resultado de las fuerzas ejercidas sobre las moléculas de agua como resultado de la actividad química del suelo. En la Ilustración II.1 se muestra agua pura en contacto con una solución de sales a través de una membrana semipermeable, esta membrana es permeable para el agua pero no por la solución, por ende la concentración de la succión causa una atracción de las moléculas del agua por lo tanto se genera un flujo a través de la membrana del agua pura. El equilibrio se logra cuando la presión hidrostática h es lo suficientemente grande para balancear las fuerzas osmóticas que tienden a llevar el agua dentro de la succión.

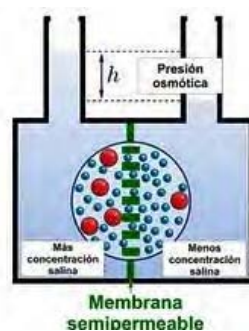


Ilustración II.1 Succión Osmótica

II. A.1 Medición de la succión del suelo

La succión total del suelo consiste en dos partes, la succión osmótica y la succión del suelo (Aitchinson, 1965) está expresada como una medida negativa de presión, la cual puede ser determinada directamente por medio de los principios de capilaridad a bajas succiones, o por técnicas de energía potencial (psicómetros) para altas presiones. La determinación de la succión en sitio fue desarrollada principalmente para fines de la agricultura. Los valores

de la succión *in situ* pueden tener rangos de entre cero hasta valores de 100,000 kPa. Estos valores altos incluyen una componente predominante de succión osmótica.

II. A.1.1 Tensiómetros

Es un instrumento cuyo principio es la saturación de tazas de cerámica con poros finos. Cuando este se encuentra enterrado en el suelo y a su vez conectado a un dispositivo capaz de medir presiones negativas, él alcanzará la presión de equilibrio con el agua en los poros del suelo. La aplicación de estos instrumentos en el trabajo de ingeniería es limitada. Los suelos expansivos frecuentemente tienen valores por encima de los que estos instrumentos pueden llegar a medir. Se recomienda el uso para valores bajos de succión.

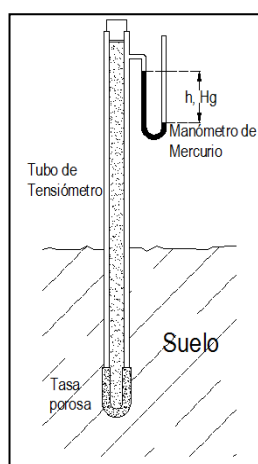


Ilustración II.2 Tensiómetros

II .A.1.2 Sensor Disipador de Calor (potencial térmico)

La conductividad de calor en un material está en función del contenido de agua de ese material, es decir, mediante la medición del rango de disipación de calor puede determinarse el contenido de agua que posee cierta muestra. Bajo este principio se ha desarrollado un instrumento que posee una sonda de cerámica con poros estandarizados la cual es introducida en el suelo dejando que alcance el equilibrio con el suelo. El agua siempre fluirá dentro o fuera de la sonda de cerámica hasta que la succión sea la misma en ambos, en la sonda y el suelo. Después de que el equilibrio es alcanzado, un flujo controlado de calor es aplicado en el centro de los poros de la sonda, y el incremento en la temperatura es medida en más de un periodo fijo de tiempo. El cambio en la temperatura es indicativo del contenido de agua en los poros del material de cerámica. La succión de la sonda, y de ahí la del suelo, está directamente relacionada con el contenido de agua.

II .A.1.3 Psicómetros termopares

En 1951 Spanner aplicó el principio meteorológico donde se usa un termómetro con bulbo húmedo y otro con bulbo seco para determinar la humedad relativa y, de ahí, la succión de suelos no saturados. Una de las grandes ventajas de estos instrumentos es que ellos proveen lecturas de mediciones para altos valores de succión presente en el suelo. Algunas desventajas son: exposiciones a condiciones de humedad de largos periodos de tiempo corroerán el instrumento, cada instrumento debe de ser calibrado individualmente, y debe realizarse constantemente revisiones de estas calibraciones, baja sensibilidad en succiones por debajo de los 300 kPa lo que los hace útiles en rangos de 300 a 1000kPa e idóneos para presiones mayores que 1000 kPa.

II .A.1.4 Sensores de filtro de papel

Un amplio rango de método gravimétrico para determinar la succión de humedad usando filtros de papel en discos para propósitos ingenieriles por McQueen y Miller (1968, 1974). Básicamente, los filtros de papel calibrados están equilibrados con muestras naturales de suelo en un contenedor cerrado por un periodo de tiempo a una temperatura constante. Después del equilibrio, los filtros de papel son removidos, pesados y secados para la determinación de su contenido de humedad y correlacionados con la succión del suelo. La calibración para succiones por debajo de los 1000 kPa es lograda por la utilización de platos de presión o aparatos de presión de membrana para determinar la succión del suelo en muestras estándares de suelo. La prueba de filtro de papel es simple para efectuarse y es económica por lo que suele usarse para cubrir grandes áreas. Estas pruebas son inapropiadas en lugares con una humedad elevada, y los siete días para lograr el equilibrio es una desventaja en ciertos casos.

II .A.2 Medición de los esfuerzos y propiedades del suelo en el campo.

II.A.2.1 Sondas nucleares de humedad.

En la práctica de la Ingeniería Civil, el dispositivo más utilizado comúnmente para la medición in situ de la determinación de la humedad es la sonda de neutrones. El equipamiento de la sonda de neutrones consiste en una fuente que contiene neutrones rápidos, suspendidos en un cable que se une a una escala y a una grabadora que almacena los datos contados. Cuando la sonda se introduce a la masa de suelo, los neutrones son dispersados y detenidos por las colisiones generadas con los núcleos de las partículas del hidrógeno. La acumulación de los neutrones detenidos cerca de la fuente es detectada y monitoreada usando un dispositivo contador. La cantidad contada es correlacionada con la cantidad de agua por unidad de volumen del suelo. Los fabricantes de los medidores de humedad por medio de neutrones proveen curvas de calibración, pero se recomienda que se calibren para cada sitio en específico, esto se logra tomando muestras gravimétricas de

contenido de humedad cerca de los tubos de acceso, o por la compactación del suelo en grandes contenedores a diferentes contenidos de agua y densidades de volumen.

II.A.2.2 Penetración estándar y prueba de penetración con cono

De las dos pruebas la más usada en el campo es la de penetración estándar (SPT) la cual es útil en la investigación de suelos expansivos como un indicador preliminar de la variabilidad del material en un perfil del suelo y en correlación con la densidad del sitio. El método estático, o de penetración de cono holandés (CPT) también puede ser usado como un indicador preliminar del tipo de suelo.

II.A.2.3 Dilatómetro

Marchetti desarrolló un dispositivo conocido como el dilatómetro de placa plana. Este dispositivo consiste de una hoja de acero inoxidable de 95 mm de ancho y 14 mm de espesor, con una membrana circular de acero dilatante sobre uno de sus lados. El dilatómetro es plantado dentro del suelo usando un equipo penetrómetro convencional. A específicos intervalos, el hincado se va deteniendo y la membrana es inflada en contra del suelo que lo rodea. Dos presiones leídas son tomadas. La primera es la presión requerida a la cual se inicia el movimiento de la membrana, y la segunda es la requerida para empujar el centro de la membrana un milímetro dentro del suelo.

Cada conjunto de lecturas es tomado entre 15 y 30 segundos. Los resultados de la prueba de dilatómetro son usados para calcular un índice de materia, I_D , un índice de esfuerzo horizontal, K_D , y el módulo del dilatómetro, E_D . El índice del material ha sido correlacionado con el tamaño de grano predominante, haciendo útil este en la clasificación general de suelos. El índice de esfuerzo horizontal, K_D es relacionado con el coeficiente de empuje en reposo, K_0 , y la historia de esfuerzos. El módulo del dilatómetro, E_D , está relacionado a la rigidez del suelo.

II.A.2.4 Presiómetros

Las pruebas por medio de medidores de presión son generalmente empleadas en la investigación de suelos expansivos. Estos dispositivos consisten de una sonda flexible cilíndrica que está colocada dentro de un hoyo perforado y expandido en contra de las paredes del hoyo. El cambio de volumen está grabado con el incremento de presión. Los resultados de esta prueba utilizan relaciones semiempíricas basadas en la teoría para presiones internas de la expansión de una cavidad dentro de un espacio medio elástico.

II.A.2.5 Dispositivo presión de hinchazón in situ

Consiste de un cilindro hueco, con un espesor reducido en el centro sobre la cual están montados los medidores de tensión. Extendiéndose por debajo, el modulo de medición es un cilindro cortado que rebana una superficie lisa para la medición del dentro de un

pequeño agujero perforado. Una vez que la sonda está posicionada, dos anillos húmedos, colocados encima y debajo del módulo de medición, proveen agua al suelo que rodea el dispositivo. Las presiones de hinchazón están monitoreadas usando los medidores de tensión pegados a las pequeñas partes del cilindro.

II.B Laboratorio

En la ingeniería práctica, la identificación de los proyectos está basada en los resultados de pruebas estándares tales como los que determinan la granulometría o por los que define los límites de Atterberg. Existen otras pruebas que nos ayudan identificar el potencial de expansión del suelo tales como el contenido de arcillas. Para tener un amplio conocimiento de las propiedades del suelo es básico recurrir a pruebas de laboratorio que optimizan en ciertas situaciones las propiedades del suelo y así a partir de ellas tener una caracterización del suelo que refleje su actividad.

II.B.1 Límites de Atterberg

Estos definen el contenido de humedad entre los límites entre los estados de consistencia de los suelos con granos finos. Existen cuatro estados que están limitados por tres fronteras; límite líquido, límite plástico y límite de contracción. De estos límites se pueden determinar dos parámetros para predecir el comportamiento del suelo; Índice plástico, Índice Líquido.

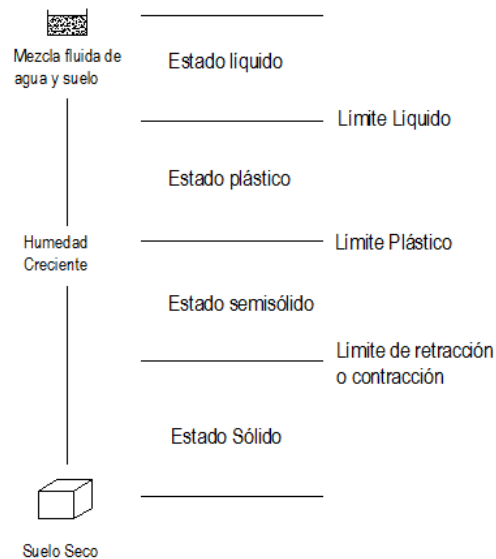


Ilustración II . Estados de consistencia .



Ilustración II . Estados de consistencia y límites de Atterberg.

Tanto los límites de Atterberg y el contenido de arcillas se pueden combinar dentro de un sencillo parámetro llamado **Actividad** (Skempton, 1953).

$$\text{Actividad } (A_c) = \frac{\text{Índice de plasticidad}}{\% \text{ del peso de las partículas menores a } 2\mu\text{m}}$$

Tabla II. 1

Clasificación de las arcillas de acuerdo a su actividad

Arcilla	Rango (Ac)
Inactiva	Menor a 0.75
Normal	De 0.75 a 1.25
Activa	Mayor a 1.25

Skempton (1953)

Tabla II. 2

Valores típicos de la Actividad de acuerdo a los minerales de las arcillas

Mineral	Actividad (Ac)
Caolinita	0.33 a 0.46
Ilita	0.9
Montmorilonita (Ca)	1.5
Montmorilonita (Na)	7.2

II.B.2 Métodos mineralógicos

Existen varias técnicas para identificar a los minerales contenidos en las arcillas de entre las más comunes son los que se mencionan en la Tabla II.6.

El método más popular es el de difracción de rayos X. Con una amplitud de onda cerca de 1 \AA (10^{-9} mm) es viable para identificar los cristales que componen a las arcillas.

El análisis diferencial térmico (DTA, por sus siglas en inglés) refleja las características de las reacciones endotérmicas y exotérmicas por medio de los termogramas, por lo que se puede determinar el tipo de minerales presentes en las arcillas debido a que cada uno de estos muestra reacciones exotérmicas y endotérmicas propias del mineral.

Por otro lado, el microscopio de electrones provee la observación directa de las partículas de las arcillas por lo cual facilita el proceso de identificación.

II.B.3 Capacidad de cambios de electrones (CEC)

La CEC (en mili equivalentes por 100 gramos; meq/100 g) es una prueba que cuantifica el cambio de cationes requeridos para balancear la carga negativa de la superficie de las partículas de arcilla. El proceso consiste en reemplazar los cationes de exceso de sal del suelo por otros conocidos, la suma de los necesarios para saturar el suelo se obtiene por procedimientos analíticos. En consecuencia, un alto CEC indica una alta actividad en la superficie por lo que se puede afirmar: la potencialidad de expansión es directamente proporcional al CEC.

Tabla II. 3

Evaluación típica de CEC para tres básicos minerales de arcillas	
Mineral de la Arcilla	CEC (meq/100 g)
Caolinita	3-15
Ilita	10-40
Montmorilonita	80-150

II.B.4 Expansión libre

Esta prueba consiste en colocar un volumen conocido de suelo seco que pasa por el tamiz N 40 dentro de un cilindro graduado lleno de agua, una vez hecho esto se mide el volumen de expansión. La expansión libre es representada como un porcentaje de la razón de cambio de un volumen inicial y el de la expansión. Este es expresado como un porcentaje.

Tabla II. 4

Material	Expansión libre (%)	Estatus
Montmorilonita (NA^{+2}) Bentonita comercial	1200-2000	Expansión Crítica

100	Expansión considerable sometido a bajas cargas
50	No existe un considerable cambio de volumen

II.B.5 Cambio potencial de volumen (PVC)

EL medidor de PVC (Potential Volume Change) es un aparato estandarizado que nos permite medir la presión de expansión de una muestra compactada. Esta prueba consiste en colocar una muestra dentro de un consolidómetro con un esfuerzo de compactación con su contenido de agua natural. Después la muestra es humedecida en el dispositivo permitiendo la expansión que va en contra de la presión sometida por el anillo. El índice de expansión es reportada con la presión por el anillo y es relacionada con rangos cualitativos del cambio de volumen potencial Gráfico I.2. Su desventaja es la simplicidad y la estandarización.

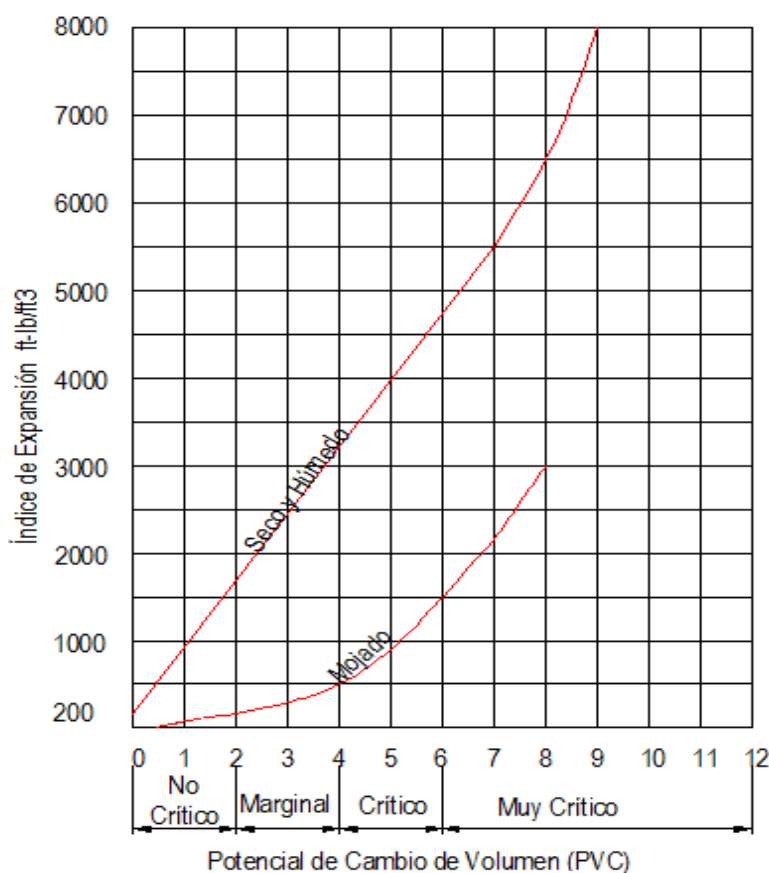


Gráfico. II. 2 Índice de Expansión VS PVC Lambe (1960)

II.B.6 Prueba de índice de expansión

Consiste en hacer separa el suelo a través de la tamiz número 4 y trayendo al material aproximadamente al contenido de húmeda óptimo. El suelo es "curado" de 6 a 30 hr. y compactado dentro de un molde de diámetro estandarizado. El contenido de húmeda es después ajustado, si es necesario, para llevar a la muestra a una saturación aproximada

del 50%. Se aplica una carga y a su vez la muestra es humedecida. El cambio de volumen es monitoreado por 24 hr. El índice de expansión es calculado como se menciona a continuación.

$$EI = 100\Delta hxF$$

Donde Δh es el porcentaje de expansión

F= fracción que pasaron el tamiz N 4

Tabla 1

Potencial de expansión de acuerdo al índice de expansión	
EI	Potencial de expansión
0-20	Muy baja
21-50	Baja
51-90	Mediana
91-130	Alta
>130	Muy alta

II.B.7 Prueba de relación de vacíos

Es una prueba de resistencia de penetración y de igual forma mide la expansión vertical para suelos de granos finos.

El suelo es compactado dentro de un cilindro estandarizado, destinado para la prueba, de 15.2 cm, después es humedecido y sometido a una carga durante 4 días. Las lecturas de expansión son tomadas sobre un medidor de línea

II.B.8 Coeficiente de extensibilidad lineal (COLE)

Es una prueba de contracción la cual determina la tensión lineal de una muestra inalterada y confinada. En general, es una medida del cambio de la dimensión de la muestra de un estado húmedo a uno seco. El valor del COLE esta dado por:

$$COLE = \frac{\Delta L}{\Delta L_D} = \left(\frac{\gamma_{dD}}{\gamma_{dM}} \right)^{0.33} - 1$$

Donde $\frac{\Delta L}{\Delta L_D}$ la tensión lineal relativa con respecto a las dimensiones en estado seco

γ_{dD} peso específico en estado seco de una muestra secada en horno

γ_{dM} peso específico estado seco de una muestra a 33 kPa de succión

A continuación se hace presenta la tabla resumen de las pruebas de laboratorio más utilizadas para determinar la propiedades del suelos que son indicadores potenciales de la actividad de expansión del suelo.

Tabla 2

Pruebas de laboratorio usadas en la identificación de suelos expansivos			
Prueba	Referencia	Propiedades Investigadas	Parámetros determinados
Límites de Atterberg	ASTM Standars 1991	Plasticidad, consistencia	
Límite líquido (LL)	ASTM D-3408	Límite superior de contenido de agua de plasticidad	$PI = LL - PL$ Índice de plasticidad
Límite plástico (PL)	ASTM D-4318	Límite inferior del contenido de agua de plasticidad	$LI = \frac{w - LL}{LL - LP}$ Índice líquido
Límite de Contracción (SL)	ASTM D-427	Límite inferior del contenido de agua de la contracción del suelo	R =Relación de contracción L_s =contracción linear
Contenidos de Arcillas	ASTM D-422	Distribución del tamaño de las partículas de granos finos	Porcentaje de finos menores a $2\mu m$
Pruebas mineralógicas	Whitting (1964)	Mineralogía de las partículas de las arcillas	
Difracción de rayos X	ASTM STP 479 (1970)	Dimensiones de los cristales	Espaciamientos basales
Análisis térmico diferencial	Barshad (1965)	Características a las reacciones al tratamiento de calor	Área y amplitud de los picos de reacción a termogramas
Microscópico electrónico	McCrone y Delly (1973)	Tamaño y arreglo de las partículas de arcilla	Registro visual de partículas
Capacidad de cambios de electrones	Chapman (1965)	Deficiencia de carga y la actividad superficial de las partículas de arcillas	CEC (meq/100g)
Prueba de expansión libre	Holtz y Gibbs (1965)	Expansión a humedades de suelos sueltos (no confinados)	Expansión libre = $\frac{V_{húmedo} - V_{seco}}{V_{seco}} \times 100$

Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez

Potencial de Cambio de volumen	Lambe (1906b)	Expansión Unidimensional y presión de compactación, de una muestra remoldeada bajo condiciones controladas	SI (índice de expansión, lb/ft ²) PVC(potencial de cambio de volumen)
Prueba de índice de expansión	ASTM	Expansión unidimensional bajo carga de 1 lb/in ² (70.33 gr/cm ²) de una muestra compactada a un 50% de saturación inicial	Índice de expansión (EI)
Prueba de relación de vacíos	Yoder y Witezak (1975); Kassiff (1969)	Expansión unidimensional bajo cargas de compactación y muestras remoldeadas con una humectación parcial.	Porcentaje de expansión CBR (%)
Coefficiente linear de extensibilidad	Brasher (1966)	Esfuerzo lineal de un suelo natural cuando se seca desde 5 psi (33KPa) a la succión del secado al horno.	COLE y LE (%)

II.C Clasificación de acuerdo a sus propiedades

El uso de los límites de Atterberg para predecir el potencial de hinchazón es el método más popular. Algunos de los procedimientos incluyen también el contenido de arcillas. Holtz y Gibbs presentan un criterio mostrado a continuación basado en muestras inalteradas de suelo.

Tabla II. 7 Clasificación de Suelos Expansivos basados en el contenido de coloides, índice de plasticidad, y límites de contracción

Datos de las Pruebas Índice*			Expansión Probable % del cambio total de volumen	Grado de Expansión
Contenido de Coloides % menos 0.0001mm	Índice Plástico	Índice de Contracción		
>28	>35	<11	>30	Muy alto
20-31	25-41	7-12	20-30	Alto
13-23	15-28	10-16	10-20	Medio
<15	<18	>15	<10	Bajo

Holtz y Gibbs, 1956

*Basados en cargas verticales de 1.0 psi

Altmeyer eliminó el uso del porcentaje de de arcillas porque algunos laboratorios no realizaban análisis por hidrómetro en sus programas de prueba. Él propuso el uso de límite de contracción o contracción lineal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla II. 8 Clasificación de Suelos Expansivos basados en los límites de contracción o contracción lineal

	SL	Probable hinchazón	Grado de Expansión
Contracción Lineal	(%)	(%)	
<5	>12	<0.5	No Crítico
5-8	10-12	0.5-1.5	Mínimo
>8	<10	<1.5	Crítico

Altemeyer, 1955

Snethen en 1977 evaluó diecisiete de los criterios publicados hasta entonces para predecir el potencial de hinchazón. Los resultados de su evaluación mostraron que el límite líquido y el índice plástico son los mejores indicadores para el potencial de hinchazón junto con condiciones naturales condiciones y ambiente. Un análisis estadístico de correlación de potencial de hinchazón datos de laboratorio para 31 independientes variables resultó en la clasificación mostrada en la siguiente tabla.

Tabla II.9

LL (%)	IP (%)	μ_{nat}	Potencial de Hinchazón (%)	Clasificación de hinchazón
>60	>35	>4	>1.5	Alto
50-60	25-35	1.5-4	0.5-1.5	Medio
<50	<25	<1.5	<0.5	Bajo

μ_{nat} = succión del suelo a condiciones naturales de humedad. Snethen, 1977

II.C.1 Tablas de clasificación por medio del coeficiente lineal de extensibilidad (COLE)

Esta clasificación se determina a través de las propiedades índices con la capacidad de cambios de electrones (CEC). El desarrollo de la clasificación mineralógica del gráfico II.3 está basada en correlaciones entre la actividad de las arcillas (A_c) y un nuevo parámetro, la actividad de cambio de cationes (CEC), es decir $CEA_c = CEC / \text{contenido de arcillas}$

Esta clasificación, Pearring – Holt (autores), designa grupos mineralógicos para determinadas regiones de acuerdo a la actividad de las arcillas (A_c) y con respecto a la actividad de intercambio de cationes (CEA_c).

Una versión extendida (trabajo de Mckeen y Hamberg) Gráfico II.4 los límites están establecidos por cuatro grupos mineralógicos, caolinita, Illita montmorilonita y la vermiculita. La mineralogía de cada región esta resumida en la Tabla II.10

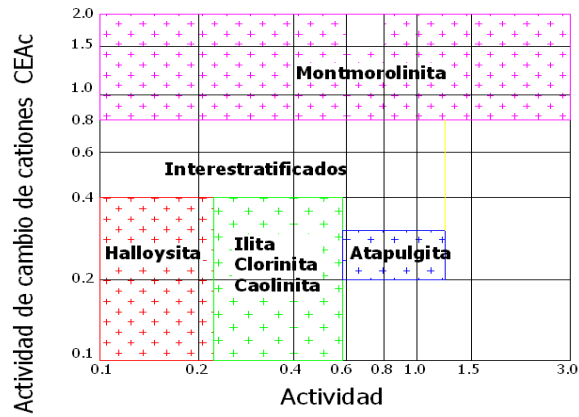


Gráfico II.3 Clasificación mineralógica basada en la actividad y la actividad de cambio de catión.

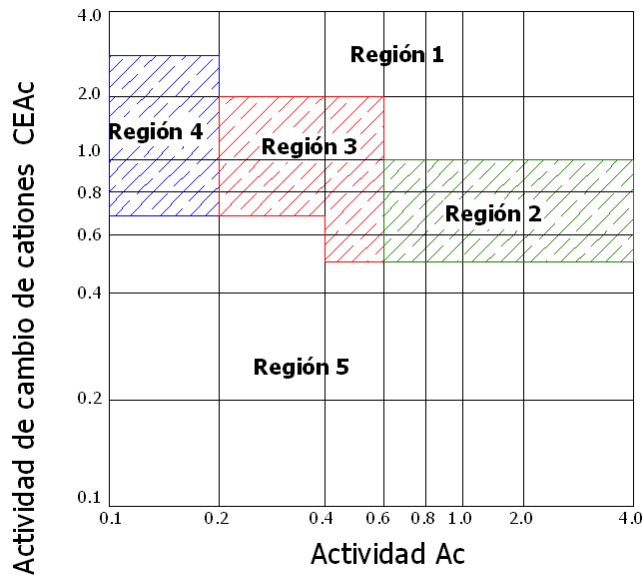


Gráfico II.4 Valores de COLE

Tabla 3 Composición de las regiones mineralógicas en el CEAC - Ac

Región	Porcentaje de fracción de arcillas			
	Esmectita	Illita	Caolinita	Vermiculita
1	>50	Nada	Nada	Nada
2	>50	Tr-25	Tr-25	Nada
3	5-50	5-25	Nada	Nada
4	tr- 25	Nada	10-50	25-50
5	tr	Tr-25	10-50	Tr

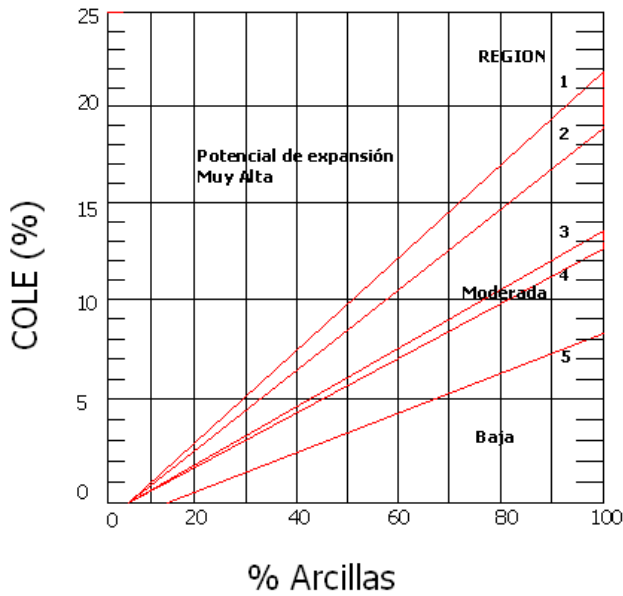


Gráfico II.1 Potencial de expansión indicada por la actividad de las arcillas y el CEAc

La relación entre el COLE y el contenido de arcillas pueden ser registradas para cada una de las cinco regiones, el resultado se muestra en la Gráfico II.5.

Finalmente en la Gráfico II.6 se muestra una clasificación en función del CEA_c contra el contenido de arcillas AC, e indica la potencialidad de expansión de las arcillas.

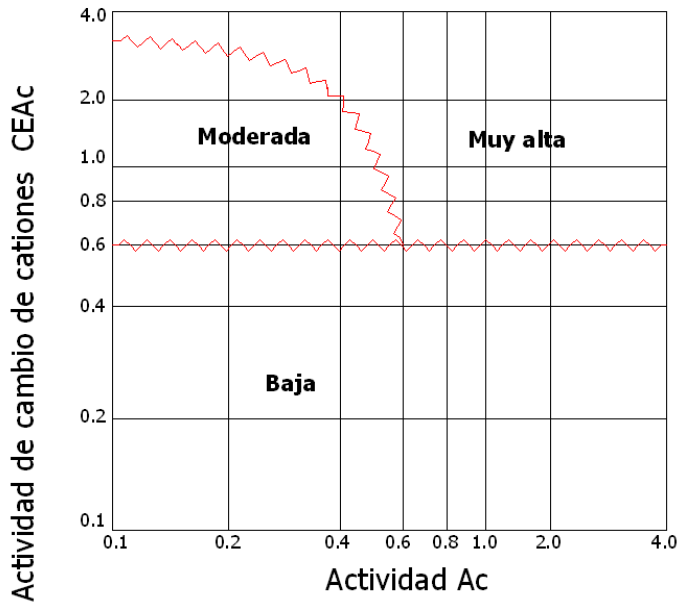


Gráfico II.6 Valores de COLE como una función del porcentaje de arcillas por regiones

III.- ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS

En la actualidad existen varios procedimientos aplicables a la predicción del fenómeno de expansión y contracción de las arcillas, estos los podemos clasificar en tres amplias categorías: métodos teóricos, métodos semiempíricos y métodos empíricos. Muchos de estos procesos están desarrollados en base a cada proyecto, de las condiciones de sitio y de un buen juicio ingenieril.

El cambio de volumen en un suelo expansivo es generalmente causado por variaciones de humedad que provocan cambios en los esfuerzos de succión del suelo ($u_a - u_w$), preámbulo básico para el desarrollo de nuestras estimaciones.

En el presente capítulo se muestran los métodos para la predicción de este fenómeno con especial enfoque al método teórico, donde se utiliza el consolidómetro, y se presentará un caso en donde se empleen los resultados arrojados por esta prueba de laboratorio.

Las pruebas más comunes para predecir la expansión de un suelo involucran el uso de aparatos de consolidación unidimensional u odómetros. Varias secuencias de carga y aplicación de presión de recarga han sido usadas en un intento para igualar las condiciones en sitio.

III.A Prueba de saturación bajo carga

Consiste en una carga inicialmente de una muestra insaturada para un esfuerzo determinado. La muestra es después llevada hasta la expansión bajo carga cuando el agua es añadida. La carga inicial puede representar la sobrecarga, sobrecarga debido a una obra de ingeniería, o alguna otra carga necesaria para el estudio. Después de la expansión de la muestra, ésta es cargada más allá de la carga inicial y descargada de la manera convencional. La presión de expansión está usualmente definida como la presión requerida para comprimir y volver a comprimir la expansión generada al absorber agua regresándola a su volumen inicial. Una idealización de esta prueba es mostrada en el Gráfico III.1:

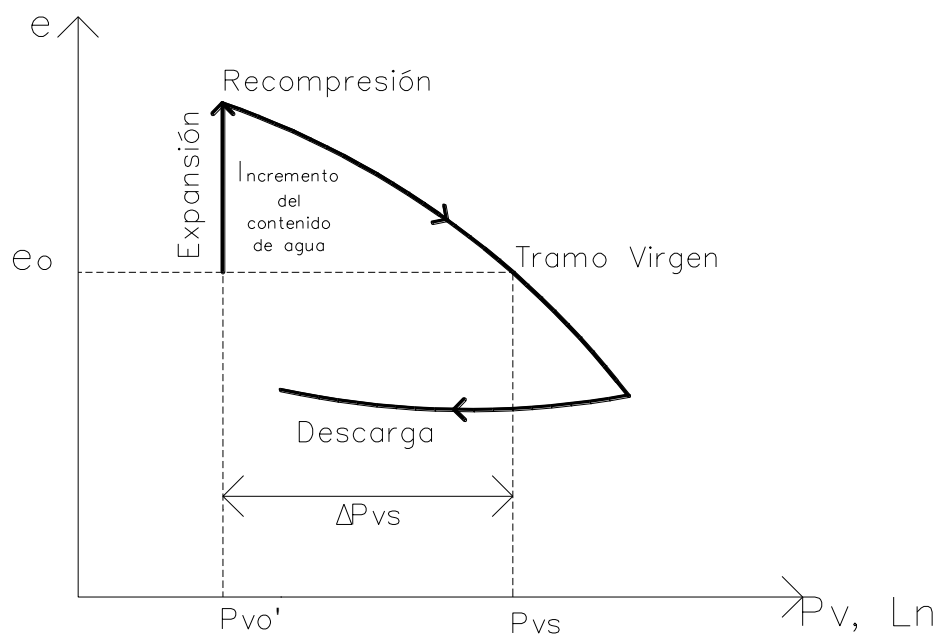


Gráfico III.1 Prueba Saturación bajo Carga.

En esta figura P_{vo}' representa el esfuerzo al cual la muestra está humedecida y P_{vs} representa la presión de expansión de acuerdo a la definición antes mencionada.

III.B Prueba de presión de expansión

El procedimiento de esta prueba implica la saturación de la muestra dentro del consolidómetro mientras se previene la expansión de la misma. La presión de expansión es registrada como el esfuerzo máximo aplicado para mantener el volumen constante. Una vez que la presión de expansión se detiene, después de haber humedecido el suelo, la muestra se puede recuperar eliminando las cargas por completo o paulatinamente. Alternativamente la muestra puede ser cargada más allá de la presión de expansión y descargada siguiendo la prueba de consolidación convencional.

Los gráficos idealizados de los datos de la prueba de presión de expansión son mostrados en los Gráficos III.2 y III.3

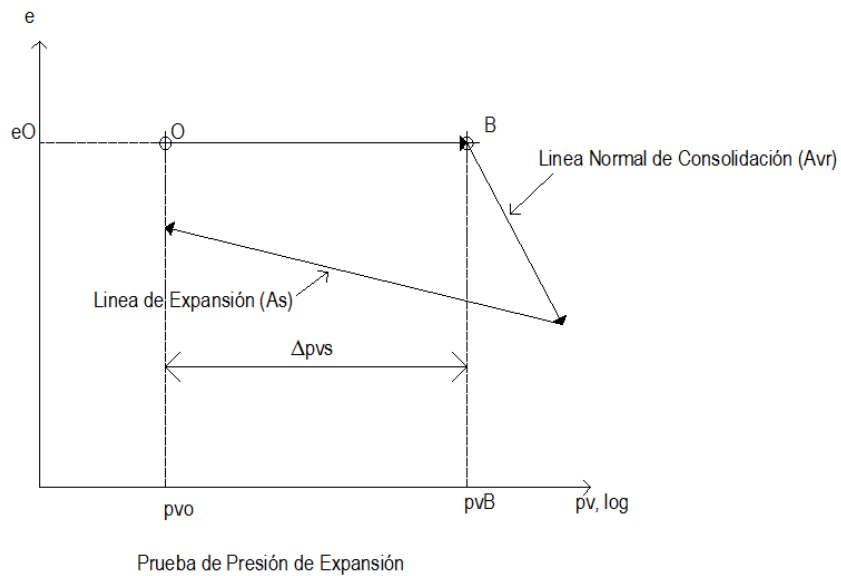


Gráfico III.2 Prueba consolidada más allá de la presión de expansión.

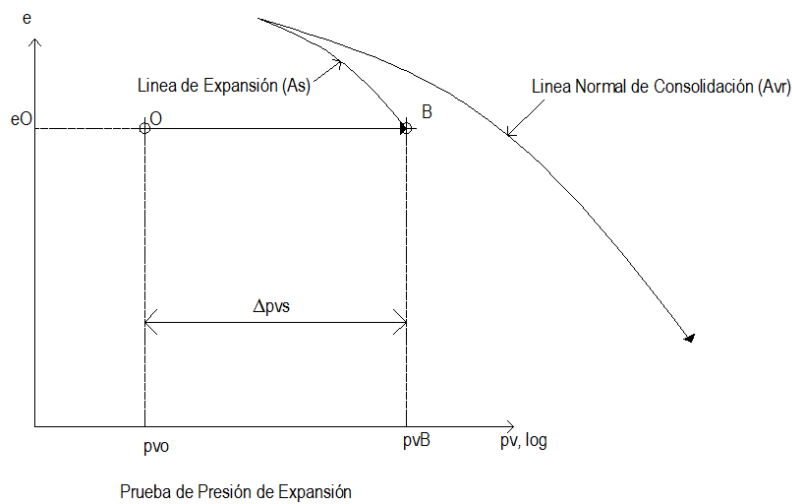


Gráfico III.3 Muestra recuperada de la presión de expansión y después consolidada.

III.C Relaciones constitutivas para suelos expansivos

Las deformaciones que se presentan en un suelo no saturado podemos atribuir las a dos causas y a partir de éstas podemos desarrollar nuestra teoría de estimación de movimientos; estas son: los incrementos causados por una sobrecarga de una estructura y por la variación de succión de un suelo.

Los esfuerzos que son causados por las cargas de la estructura pueden ser calculados con las herramientas de la mecánica de suelos. Como consiguiente la

deformación del suelo es la suma algebraica de la deformación debida a los incrementos de cargas externas más la deformación como consecuencia de los cambios de la succión del suelo.

III.C.1 Deformación debido al incremento de carga externa.

Considerando un elemento de suelo sujeto a carga debido al peso de un suelo. La presión de confinamiento inicial es:

$$p_{co} = \frac{p_{vo} + p_{ho} + p_{ho}}{3}$$

dónde:

p_{vo} es el esfuerzo normal vertical

p_{ho} es el esfuerzo normal horizontal

Pero, $p_{ho} = k_o p_{vo}$, después

$$p_{co} = \frac{(1 + 2k_o)}{3} p_{vo}$$

Si el suelo está cementado y está sujeto a la succión del suelo p_s , la presión de confinamiento inicial p_{bes} es:

$$p_{bes} = p_{cis} + p_{co} + b_s p_a \left(\frac{p_s}{p_a} \right)^n$$

p_{cis} es la presión interna debido a la cementación,

p_s es la magnitud de la succión del suelo,

$b_s \approx 1$ y,

p_a es la presión atmosférica con valor de 101.3 kPa

Una obra de ingeniería civil causa sobre un elemento de suelo los incrementos de carga σ_z , σ_x y σ_y . Éstos se muestran en la siguiente Figura I.1:

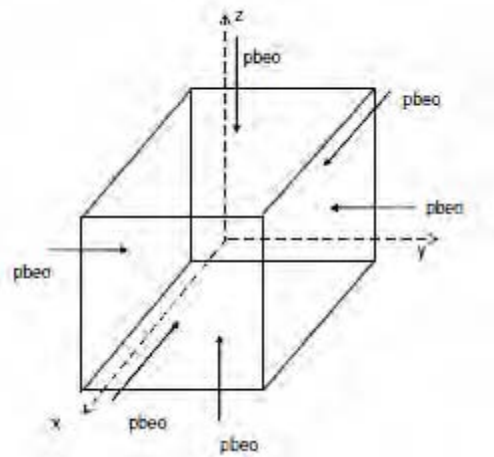


Figura III.1 Presión de confinamiento inicial

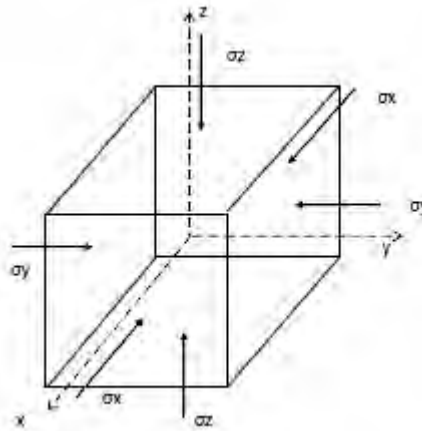


Figura III.1 Incrementos de esfuerzos debido a la presencia de una estructura de ingeniería

$$\varepsilon_z = \frac{[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]}{A},$$

Dónde:

A es el modulo de rigidez del suelo

ν es la el módulo de Poisson

Considerando un grosor pequeño del elemento Δz_o , después

$$a_1 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} \text{ despejando } \sigma_x = a_1 \sigma_z$$

$$a_2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} \text{ despejando } \sigma_y = a_2 \sigma_z$$

Sustituyendo la ecuación a_1 y a_2 la ecuación en (ε_z) , tenemos

$$\varepsilon_z = \frac{\{\sigma_z[1 - \nu(a_1 + a_2)]\}^r}{A}$$

Dejemos que:

$$f = 1 - \nu(a_1 + a_2)$$

$$\varepsilon_z = \frac{[f(\sigma_z)]^r}{A}$$

Considerando ahora la acción del esfuerzo de confinamiento. Para el estado de esfuerzos mostrados en la figura III.2, la presión de confinamiento es:

$$p_{b\sigma} = p_{b\sigma 0} + \Delta p_{b\sigma}$$

$$\Delta p_{b\sigma} = \frac{\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y}{3}$$

$$\Delta p_{b\sigma} = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y);$$

$$\text{donde } b_1 = b_2 = \frac{1}{3}$$

sustituyendo la ecuación a_1 y a_2 en la ecuación $(\Delta p_{b\sigma})$

$$\Delta p_{b\sigma} = c \sigma_z$$

$$c = b_1 + b_2(a_1 + a_2)$$

$$p_{b\sigma} = p_{b\sigma 0} + c \sigma_z$$

Se propone al siguiente ecuación constitutiva para el cálculo de esfuerzo en el elemento de suelo de la figura 2

$$\frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = -\frac{1}{A} \frac{\left(\frac{f \sigma_z}{p_a}\right)^r d\left(\frac{f \sigma_z}{p_a}\right)}{\left(\frac{p_{b\sigma 0} + c \sigma_z}{p_a}\right)^s}$$

A, r y s son propiedades del suelo. Para fines prácticos podemos tomar en suelos cohesivos $r = 0$, y $s = 1$. Integrando la ecuación $\left(\frac{d(\Delta z)}{\Delta z}\right)$: para σ_z variando de 0 a σ_z , el grosor cambia de Δz_0 a Δz_f después:

$$\int_{\Delta z_0}^{\Delta z_f} \frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = - \int_0^{\sigma_z} \frac{1}{A p_{bso} + c \sigma_z} d(f \sigma_z)$$

$$\frac{\Delta z_f}{\Delta z_0} = \left(\frac{p_{bso} + c \sigma_z}{p_{bso}} \right)^{-\frac{f}{cA}}$$

Pero en la figura III.3:

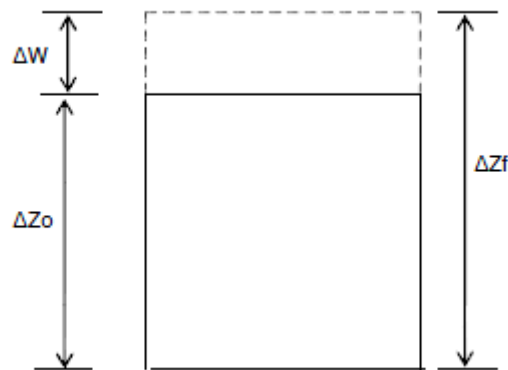


Figura III. 2 Deformación del elemento de suelo.

$$\Delta z_f = \Delta z_0 + \Delta w, \quad \frac{\Delta z_f}{\Delta z_0} = 1 + \frac{\Delta w}{\Delta z_0}$$

Suponiendo: $\delta_z = -\Delta w$ tenemos

$$\delta_z = \left[1 - \left(\frac{p_{bso} + c \sigma_z}{p_{bso}} \right)^{-\frac{f}{cA}} \right] [\Delta z_0]$$

En arcillas expansivas el estado de esfuerzos es para la línea de recompresión o para la línea de consolidación normal. Después:

Para la línea de recompresión:

$$\delta_z = \left[1 - \left(\frac{p_{bso} + c \sigma_z}{p_{bso}} \right)^{-\frac{f}{cA_s}} \right] [\Delta z_0]$$

Para la línea de consolidación normal:

$$\delta_z = \left[1 - \left(\frac{p_{bso} + c\sigma_z}{p_{bso}} \right)^{\frac{f}{cA_{vr}}} \right] [\Delta z_0]$$

III.C.2 Esfuerzo debido a la absorción de agua por las partículas del suelo.

En los suelos arcillosos las moléculas de agua se introducen en los granos sólidos: cuando una molécula de agua se introduce entre dos plaquetas de una partícula de suelo, sus cargas eléctricas son empujadas además esto provoca un aumento en su polaridad que trae como consecuencia la atracción otras moléculas de agua. Adicionalmente las cargas eléctricas sobre la superficie de las plaquetas también se concentran, con esto hace que incremente la separación entre las plaquetas y así el número de moléculas entre ellas: se incrementa el volumen de las partículas (Alonso, 2008).

Por otra parte, cuando la succión disminuye el fenómeno denominado de doble capa se incrementa. Por consiguiente el suelo sufre un cambio de volumen debido a variaciones de succión (resultado de la variación del contenido de agua). Para calcular estos esfuerzos se propone la siguiente ecuación constitutiva:

$$\frac{dV}{V} = - \frac{1}{B_a} \frac{d(b_4 p_s)}{p_c + b_4 p_s}$$

V =volumen del suelo, $b_4 \approx 1$, B_a = propiedad del suelo

$$p_c = p_{co} + \sigma_c$$

$$\sigma_c = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

Cuando la succión cambia de p_{so} a p_{sf} ($p_{so} < p_{sf}$) el espesor del elemento del suelo disminuye de V_o a V_f entonces:

$$\int_{V_o}^{V_f} \frac{dV}{V} = \int_{p_{so}}^{p_{sf}} - \frac{1}{B_a} \frac{d(b_4 p_s)}{p_c + b_4 p_s}$$

$$\frac{V_f}{V_o} = \left(\frac{p_c + b_4 p_{sf}}{p_c + b_4 p_{so}} \right)^{1/B_a}$$

Dejemos que ε_{va} sea la deformación volumétrica, entonces se tiene que:

$$\varepsilon_{va} = \frac{\Delta V}{V_o} = \frac{V_o - V_f}{V_o} = 1 - \frac{V_f}{V_o}$$

$$\varepsilon_{va} = 1 - \left(\frac{p_c + b_4 p_{sf}}{p_c + b_4 p_{so}} \right)^{1/B_a}$$

La ecuación anterior nos da la deformación volumétrica del elemento del suelo. Si ε_{va} es positivo el elemento del suelo se contrae, pero si ε_{va} es negativo el elemento se expande. Para fines prácticos $b_4 \approx 1$.

En la ingeniería práctica necesitamos calcular las deformaciones ε_{za} , estas son obtenidas con el siguiente procedimiento. $\varepsilon_{va} \cong \varepsilon_{xa} + \varepsilon_{ya} + \varepsilon_{za}$

Tabla III. 1

Caso	Variables	ε_{za}
Grietas en el subsuelo	$\varepsilon_{xa} \cong \varepsilon_{ya} = 0$	$\varepsilon_{za} \cong \varepsilon_{va}$
Si hay un patrón de grietas en una dirección	$\varepsilon_{ya} = 0$ $\varepsilon_{xa} \cong \varepsilon_{za}$	$\varepsilon_{za} \cong \frac{\varepsilon_{va}}{2}$
Si hay dos patrones de grietas	$\varepsilon_{xa} \cong \varepsilon_{ya} \cong \varepsilon_{za}$	$\varepsilon_{za} \cong \frac{\varepsilon_{va}}{3}$

La magnitud de la succión de puede obtener por medio de ensayos de laboratorio y/o campo como se vio anteriormente.

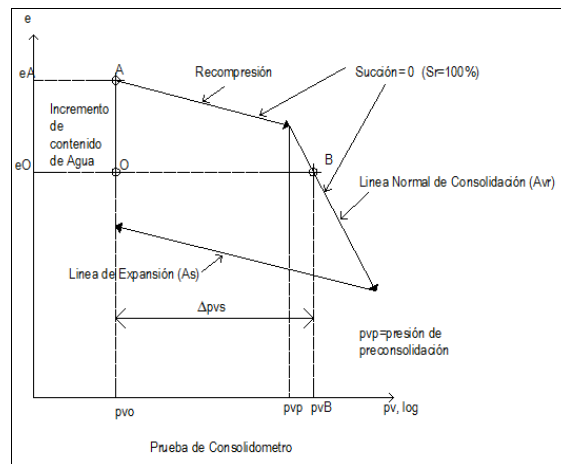


Gráfico III. 4 Prueba de Consolidómetro

De manera aproximada, nosotros podemos obtener el valor de la succión a través de la prueba de consolidómetro. Ésta se explicó anteriormente.

De este procedimiento se obtiene que:

$\Delta P_{cs} = b_5 P_a \left(\frac{P_{so}}{P_a} \right)^n$ Donde se tiene que $P_{so} = P_a \left(\frac{\Delta P_{cs}}{b_5 P_a} \right)^{\frac{1}{n}}$ y finalmente se obtiene el valor de B_a que resulta ser:

$$B_a = - \frac{\ln \left(\frac{P_{co}}{P_{co} + b_4 P_{so}} \right)}{\ln \left(\frac{1 + e_A}{1 + e_o} \right)}$$

El modulo A_s es obtenido en la rama de expansión, teniendo en cuenta que en arcillas expansivas $p_{cie} = 0$. Los puntos (p_{v1}, e_1) y (p_{v2}, e_2) son valores localizados dentro de la línea de expansión con la siguiente condición $(p_{v1} > p_{v2})$, se tiene que:

$$A_s = - \frac{3(1 - k_o)}{1 - k_o} \frac{\ln \left(\frac{P_{v2}}{P_{v1}} \right)}{\ln \left(\frac{1 + e_2}{1 + e_1} \right)}$$

A_{vr} es obtenido de la misma manera.

Como nosotros hemos comentado, la deformación de un suelo expansivo es la suma algebraica del asentamiento gracias a incrementos de carga externa más la absorción del agua por las partículas que conforman el suelo.

III.D Cálculo de expansión

Se planea analizar el comportamiento de suelo de dos predios. Las estratigrafías correspondientes a los predios 1 y 2 se pueden observar en las siguientes ilustraciones. La construcción corresponde a una casa habitación de 8m x 16m en planta en cada predio. Del análisis estructural se puede saber que la carga que transmite dicho inmueble es de 25 kPa (2.55 Ton/m²).

Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez

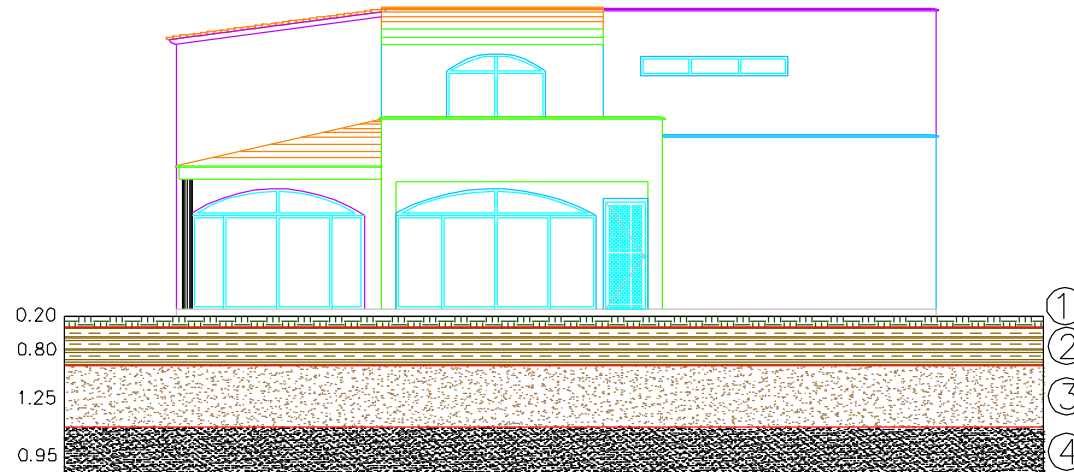


Ilustración III.1 Estratigrafía del predio 1.

Tabla III.1 Datos del perfil del suelo del predio 1.

Estrato	Profundidad		Descripción	Contenido de agua	Compacidad o consistencia	G _s	Cohesión (estado natural)	Cohesión (saturado)	φ	γ
	m			%			kPa	kPa	°	kN/m ³
1	0	0.20	Tierra vegetal							
2	0.20	1.00	Arcilla café oscuro de alta plasticidad	12.90	Muy dura	2.67	525	24.00		16.780
3	1.00	2.25	Arcilla limosa café claro, con grumos blancos	9.26	Firme					
4	2.25	3.2	Arena arcillosa		Media a firme					

Estrato	Profundidad de a		SUCS	Límite líquido	Límite plástico	Índice plástico	%Grava	% Arena	% Finos
	m			%	%	%	G	S	F
1	0	0.20							
2	0.20	1.00	CH	57.3	26.4	30.9	2	24.9	73.1
3	1.00	2.25	CL	39.2	23.9	15.3	18.8	27.3	51.9
4	2.25	3.2							

Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez

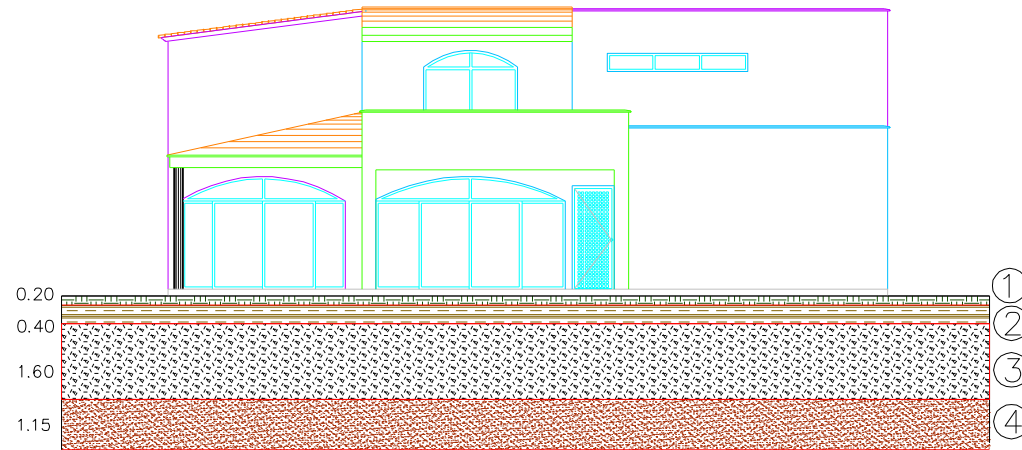


Ilustración III.2 Estratigrafía del predio 2

Tabla III.2 Datos del perfil del suelo del predio 2

Estrato	Profundidad		Descripción	Contenido de agua	Compacidad o consistencia	G _s	Cohesión (estado natural)	Cohesión (saturado)	φ	γ
	m			%			kPa	kPa	°	kN/m ³
1	0	0.20	Tierra vegetal							
2	0.20	0.60	Arcilla café con raíces		Firme					
3	0.60	2.20	Grava empacada en arcilla	9	Firme	2.85	472.5	41.5		19.93
4	2.20	3.3	Limo arenoso café rojizo, con gravas aisladas	11.1	Media a firme					

Estrato	Profundidad		SUCS	Límite líquido	Límite plástico	Índice plástico	%Grava	% Arena	% Finos
	m			%	%	%	G	S	F
1	0	0.20							
2	0.20	0.60							
3	0.60	2.20	CH	54.2	7	47.2	21.7	21.6	56.7
4	2.20	3.3	CL	46	24.7	21.3	11.1	27.9	61

La construcción de la estructura se realizará en la estación seca, es decir cuando la magnitud de la succión del suelo es mayor. El valor de esta presión (succión) se calculó por medio de procedimientos hechos en campo, $P_s=820$ kPa (83.59 Ton/m²). De acuerdo a los registros de la zona se ha detectado que después de la temporada de lluvia la succión disminuye a un valor de 60 kPa (6.12 Ton/m²).

De la prueba a través del consolidómetro se pudieron obtener las siguientes propiedades del suelo:

Prueba de consolidación

Datos generales

Obra: Chihuahua

Sondeo: PCA - 5

Prof.: 1.00-1.20 m

Hemos mencionado que existen valores índice del suelo que nos pueden servir para predecir el grado de expansión de una arcilla expansiva. Realizaremos dos cálculos previos al de la expansión que nos reflejen el grado de expansión del suelo de la zona.

Nos basaremos en la actividad la cual se determina como:

$$\text{Actividad } (A_c) = \frac{\text{Índice de plasticidad}}{\% \text{ del peso de las partículas menores a } 2\mu\text{m}}$$

Las pruebas de granulometría y los límites de Atterberg de la muestra del suelo nos arrojan los siguientes valores:

Tabla III.3 Granulometría del perfil del suelo del predio 1.

Procedencia:		Chihuahua									
Sondeo:	PCA-5	Recipiente No.			13	Peso muestra seca				222.84	gr.
Prof.:	1.00-1.20	mts.	Porciento Reten. parcial			Porciento Reten. parcial			Porciento que pasa		
Malla	Abertura	Peso suelo retenido	Porciento Reten. parcial	Porciento que pasa	Malla	Abertura	Peso suelo retenido	Porciento Reten. parcial	Porciento que pasa		
No.	mm	gr.	%	%	No.	mm.	gr.	%	%		
2"	50.8			100	10	2	5.55	2.4906	95.548		
1	36.1	0	0	100	20	0.84	6.35	2.8496	92.699		
1/2"											
1"	25.4	0	0	100	40	0.42	9.22	4.1375	88.561		
3/4"	19.05	0	0	100	60	0.25	9.27	4.1599	84.401		
1/2"	12.7	0	0	100	100	0.149	11.63	5.219	79.182		
3/8"	9.52	0	0	100	200	0.074	13.52	6.0671	73.115		
4	4.76	4.37	1.961	98.039	Pasa 200		162.93	73.115	0		
Suma							222.84	100			
G =	1.96	%									
S =	24.92	%									
F =	73.12	%									

Tenemos dos datos, el Índice plástico que de acuerdo a la Tabla III.1 es $IP=30.9$ y un valor de 73.115 % de suelo que pasa por la malla N. 200 (Tabla III.3). Debemos de aclarar que la prueba exige que sea un porcentaje del peso de las partículas menores a 0.002 mm, pero con estos datos podemos predecir el comportamiento del suelo.

$$\text{Actividad } (A_c) = \frac{30.9}{73.115} = 0.42$$

El valor nos dice (de acuerdo a la Tabla II.1) que se trata de una arcilla inactiva ya que es menor a 0.75. Como lo mencionamos el porcentaje para partículas menores a 0.002 mm es menor a 73.11% por lo que siendo este valor menor la actividad aumentará.

Ahora bien, en las tablas II.7 y II.9 podemos clasificar la expansión del suelo que por medio del índice de plasticidad ($IP=30.9$). Para la tabla II.7 su grado es Alto y con una probable expansión de entre el 20% y 30% de cambio de volumen total. Para la tabla II.9 el suelo presentará una hinchazón Media con un potencial de expansión de entre el 0.5% y 1.5% .

Una vez conocido un esbozo del comportamiento, proseguiremos a calcular la expansión del suelo en función de las características del mismo y del proyecto de ingeniería.

Tabla III. 4 Datos de la prueba del predio 1.

Peso de sólidos	W_s	153.39	gr
Densidad de sólidos	G_s	2.67	-
Área de la probeta	A_c	50.14	cm ²
Espesor de los sólidos	H_s	11.46	Mm
Espesor inicial	H_{m_0}	19.90	Mm

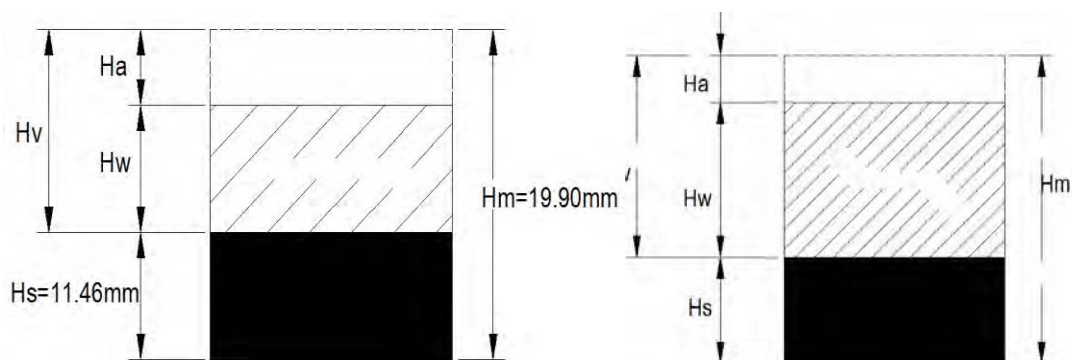


Ilustración III. 1 –Esquema de expansión de la muestra de suelo. Condición inicial y final de acuerdo. Hipótesis teórica

Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez

Tabla III.5 Prueba de consolidómetro bajo condiciones de sitio.

Caso	Presión	Deformación	Deformación	Espesor	Altura de	Relación
i		Lineal	Unitaria	Comprimido	Vacios	de Vacios
	P	δ_i	ϵ_i	$H_i = H_{mo} - \delta_i$	$H_{vi} = H_i - H_s$	$e = \frac{H_{vi}}{H_{mi}}$
	Kg/cm ²	mm	%	mm	mm	--
00	0.00	0.00	0.00	H _{mo} =19.90	8.44	0.74
01	0.13	0.09	0.45	19.81	8.35	0.73
02	0.25	0.26	1.31	19.64	8.18	0.71
03	0.50	0.42	2.13	19.48	8.02	0.70
04	1.00	0.57	2.85	19.33	7.88	0.69
05	0.50	0.57	2.84	19.34	7.88	0.69
06	0.25	0.54	2.72	19.36	7.90	0.69

Tabla III.6 Prueba de consolidómetro con muestra humedecida.

Caso	Presión	Deformación	Deformación	Espesor	Altura de	Relación
i		Lineal	Unitaria	Comprimido	Vacios	de Vacios
	P	δ_i	ϵ_i	$H_i = H_{mo} - \delta_i$	$H_{vi} = H_i - H_s$	$e = \frac{H_{vi}}{H_{mi}}$
0	0.25	0.54	2.72	19.36	7.90	0.69
Proceso de humectación (aumento de volumen)						
1	0.25	-1.01	-5.07	20.91	9.45	0.82
2	0.50	-0.91	-4.56	20.81	9.35	0.82
3	1.00	-0.45	-2.25	20.35	8.89	0.78
4	2.00	0.52	2.59	19.39	7.93	0.69
5	4.00	1.54	7.76	18.36	6.90	0.60
6	8.00	2.44	12.24	17.46	6.01	0.52
7	4.00	2.40	12.04	17.51	6.05	0.53
9	2.00	2.32	11.67	17.58	6.12	0.53
8	1.00	2.25	11.30	17.65	6.19	0.54
10	0.50	2.19	11.02	17.71	6.25	0.55
11	0.25	2.12	10.63	17.78	6.33	0.55
12	0.13	2.06	10.37	17.84	6.38	0.56
13	0	1.97	9.88	17.93	6.48	0.57

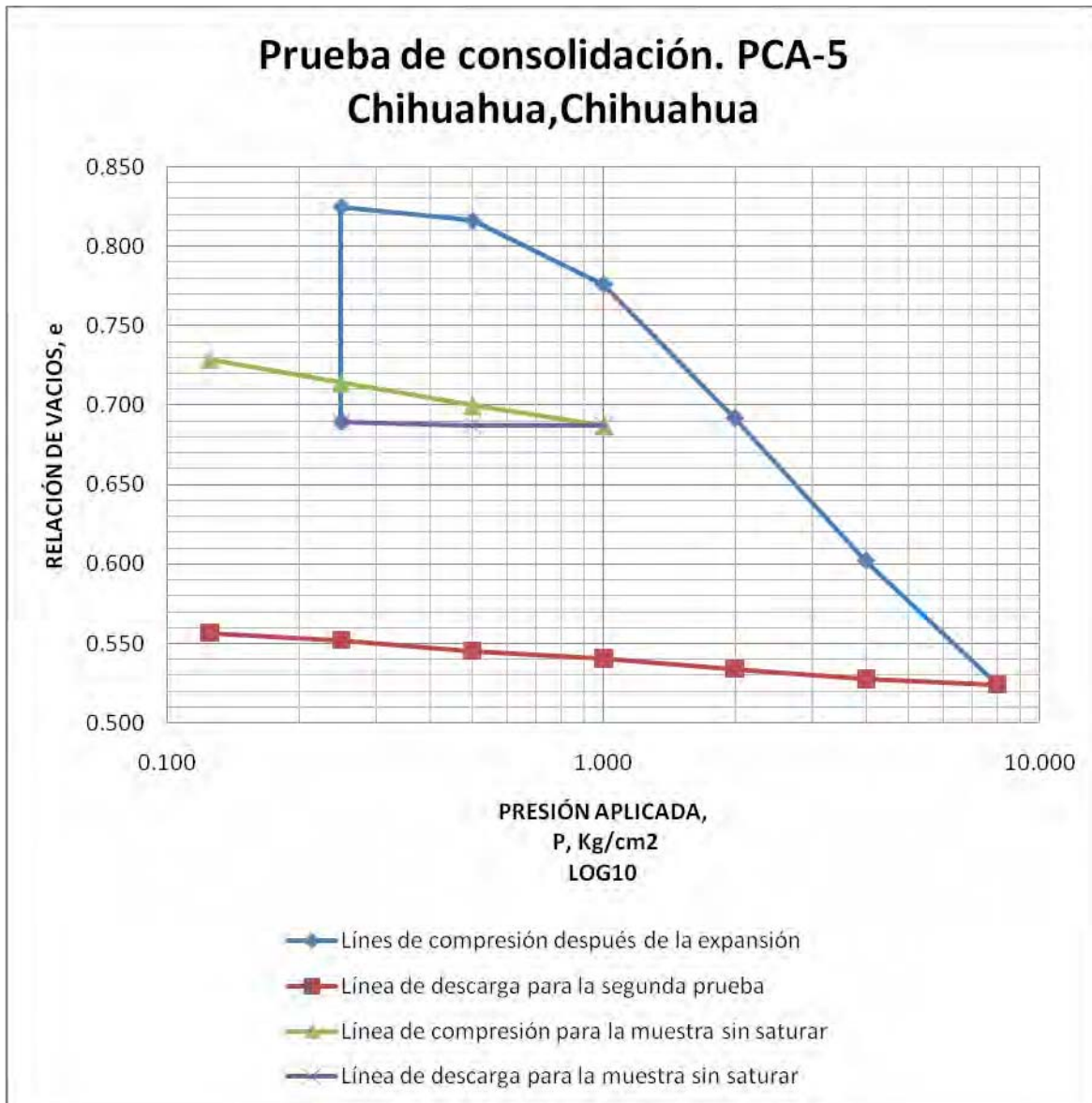


Gráfico 2

A continuación se proseguirán a calcular los valores de los coeficientes.

$$\gamma = 16.78 \frac{KN}{m^3}$$

$$p_{vo} = 16.78 \frac{KN}{m^3} \times \left(\frac{1.00}{2} m \right) = 8.39 kPa = 0.86 \frac{Ton}{m^2}$$

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi') \cdot OCR^{\text{sen } \phi'}$$

Mayne & Kulhawy (1981) para arcillas SC

Tabla 4 Valores típicos de K_0 (Winterkorn & Fang, 1975).

Tipo de Suelo	K_0
Arena suelta saturada	0,46
Arena densa saturada	0,36
Arena densa seca ($e = 0,6$)	0,49
Arena suelta seca ($e = 0,8$)	0,64
Suelo residual arcilloso compacto	0,42 – 0,66
Arcilla limosa orgánica, indeformada y normalmente consolidada	0,57
Arcilla caolinítica, indeformada	0,64 – 0,70
Arcilla de origen marino, indeformada y normalmente consolidada	0,48
Arcilla de alta sensibilidad, normalmente consolidada	0,52

De acuerdo a los valores típicos del suelo, el valor K_0 es 0.5 por o que tenemos que:

$$p_{co} = \frac{(1 + 2k_0)}{3} p_{vo} = \frac{(1 + 2(0.5))}{3} 8.39 \text{kPa} = 5.59 \text{kPa} = 0.57 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

De igual manera obtenemos p_{cB} , donde este valor, de acuerdo a los datos de la prueba y a la teoría, se entiende que es el valor de la relación de vacíos inicial (antes de ser saturada). Para esta situación el valor se encuentra caso 4. Finalmente $p_{VB} = 2.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 196.20 \text{kPa} = 20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ cuando $e_B = 0.69$ que es un semejante al de $e_o = 0.69$

$$p_{cB} = \frac{(1 + 2k_0)}{3} p_{VB} = \frac{(1 + 2(0.5))}{3} 196.20 \text{kPa} = 130.80 \text{kPa} = 13.33 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

De estos dos valores se obtiene la presión de succión del suelo (la presión atmosférica $P_a = 101.3 \text{kPa}$) Esto es:

$$\Delta P_{cs} = p_{cB} - p_{co} = 130.80 \text{kPa} - 5.59 \text{kPa} = 125.21 \text{kPa}$$

Se había deducido que la presión de succión inicial queda como $P_{so} = P_a \left(\frac{\Delta P_{cs}}{b_s P_a} \right)^{\frac{1}{n}}$

de ésta el valor de $b_s \approx 1$ y $n=0.75$ (valor experimental). Se tiene que:

$$P_{so} = 101.3 \text{kPa} \left(\frac{125.21 \text{kPa}}{(1)101.3 \text{kPa}} \right)^{\frac{1}{0.75}} = 134.37 \text{kPa}$$

Se obtiene el valor B_a , propiedad del suelo $B_a = -\frac{\ln\left(\frac{P_{co}}{P_{co} + b_4 P_{so}}\right)}{\ln\left(\frac{1+e_A}{1+e_O}\right)}$ donde $b_4 \approx 1$ y

$e_A = 0.82$ (valor de la relación de vacíos después de haber sido saturada la muestra) por lo que se tiene que:

$$B_a = -\frac{\ln\left(\frac{5.59kPa}{5.59kPa + (1)(134.37kPa)}\right)}{\ln\left(\frac{1+0.82}{1+0.69}\right)} = 41.80$$

Para poder obtener los coeficientes de compresión y de expansión de nuestro suelo se recurre a los datos registrados de la prueba. Se requieren de dos puntos para poder definirlos. De acuerdo a la gráfica de la prueba de consolidación para el predio 1 se tiene que:

Tabla III.8 Datos de la gráfica Prueba de Consolidación para el predio 1.

Caso	Punto	Presión	Relación
i		P	de Vacíos
		Kg/cm ²	--
Para la línea de compresión			
3	1	2.00	0.69
6	2	8.00	0.52
Para la línea de expansión			
6	2	8.00	0.52
12	1	0.13	0.56

Se sustituye en la siguiente expresión, de acuerdo al procedimiento realizado anteriormente.

$$A_s = -\frac{3(1-k_o)}{1+k_o} \frac{\ln\left(\frac{P_{v2}}{P_{v1}}\right)}{\ln\left(\frac{1+e_2}{1+e_1}\right)} = -\frac{3(1-0.5)}{1+0.5} \frac{\ln\left(\frac{8}{2}\right)}{\ln\left(\frac{1+0.52}{1+0.69}\right)} = 13.28$$

$$A_{vr} = -\frac{3(1-k_o)}{1+k_o} \frac{\ln\left(\frac{P_{v2}}{P_{v1}}\right)}{\ln\left(\frac{1+e_2}{1+e_1}\right)} = -\frac{3(1-0.5)}{1+0.5} \frac{\ln\left(\frac{8}{0.13}\right)}{\ln\left(\frac{1+0.52}{1+0.56}\right)} = 196.79$$

Para poder computar la expansión debemos de calcular los esfuerzos a los que estará sometida la cimentación debida a la obra. Estos serán calculados por el método rectángulo cargado. De este proceso se obtuvieron los valores

Tabla 5 Valores obtenidos por el método rectángulo cargado para el predio 1.

Cálculo de esfuerzos	
σ_z [kPa]=	24.78
σ_y [kPa]=	19.27
σ_x [kPa]=	16.61

Se hace el cálculo de las siguientes ecuaciones necesarias para la determinación de la expansión:

$$c = b_1 + b_2(a_1 + a_2)$$

$$b_1 = b_2 = \frac{1}{3}$$

$$a_1 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}; a_2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z}$$

$$c = \frac{1}{3} + \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_z} \right) = \frac{1}{3} + \frac{1}{3} \left(\frac{16.61 \text{ kPa} + 19.27 \text{ kPa}}{24.78 \text{ kPa}} \right) = 0.82$$

El módulo de Poisson se calcula de acuerdo a:

$$v = \left(\frac{K_o}{1 + K_o} \right) = \left(\frac{0.5}{1 + 0.5} \right) = 0.33$$

$$f = 1 - v(a_1 + a_2) = 1 - v \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_z} \right) = 1 - 0.33 \left(\frac{16.61 \text{ kPa} + 19.27 \text{ kPa}}{24.78 \text{ kPa}} \right) = 0.52$$

Se calcula la compresión cuando es el fin de la época de lluvias porque en este periodo se presenta la máxima compresión y se tiene que la succión es de 60 kPa=6.12 Ton/m². Con éste valor podemos obtener la presión inicial de confinamiento, p_{bso} . Para este caso P_{cie} , la presión interna debida a la cementación, es nula por lo que se tiene:

$$\begin{aligned} p_{bso} &= p_{cie} + p_{co} + b_5 p_a \left(\frac{p_s}{p_a} \right)^n = 0 + 5.59 \text{ kPa} + (1) 101.3 \text{ kPa} \left(\frac{60 \text{ kPa}}{101.3 \text{ kPa}} \right)^{0.75} \\ &= 73.98 \text{ kPa} = 7.54 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Se calcula el esfuerzo de confinamiento

$$\sigma_c = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3} (24.78 \text{ kPa} + 19.27 \text{ kPa} + 16.61 \text{ kPa}) = 20.22 \text{ kPa} = 2.06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Si sumamos

$$p_{bso} + \sigma_c = 94.22 \text{ kPa} = 9.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 0.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Ahora bien, si nos damos cuenta en el rango de valores donde se encuentra ésta presión nos percatamos que está en el tramo o línea de compresión, es decir, el asentamiento es causado por la carga externa por lo que utilizaremos el coeficiente A_s para el cálculo de asentamiento.

$$\begin{aligned}\delta_z &= \left[1 - \left(\frac{p_{bso} + c\sigma_z}{p_{bso}} \right)^{-\frac{f}{cA_s}} \right] [\Delta z_0] \\ &= \left[1 - \left(\frac{73.98kPa + (0.82)24.78kPa}{73.98kPa} \right)^{-\frac{0.52}{0.82(196.79)}} \right] [100cm] = 0.08cm\end{aligned}$$

La deformación debida a la succión del agua es cuando ésta cambia de 820 kPa (Psf) a 60kPa (Pso), la variación de la succión facilita que ocurra una expansión en el estrato de arcilla. Para calcular esta medida se utiliza la siguiente expresión, donde $b_4 \approx 1$:

$$\sigma_c = 20.22kPa = 2.06 \frac{Ton}{m^2}$$

$$P_{so} = 820kPa$$

$$P_{sf} = 60kPa$$

$$P_c = 20.22kPa + 5.59kPa = 25.81kPa = 2.63 \frac{Ton}{m^2}$$

$$B_a = 41.80$$

$$\varepsilon_{va} = 1 - \left(\frac{p_c + b_4 p_{sf}}{p_c + b_4 p_{so}} \right)^{1/B_a} = 1 - \left(\frac{25.81kPa + (1)(60kPa)}{25.81kPa + (1)(820kPa)} \right)^{-1/41.80} = -0.056$$

Si no hay fracturas en el suelo, que vendría siendo el caso más desfavorable, podemos utilizar:

$$\varepsilon_{za} \cong \varepsilon_{va} = -0.042$$

$$\delta_{za} = -0.042(100cm) = -4.2cm$$

Al final de la estación de lluvias, el movimiento que presentará la estructura es el resultado de la suma algébrica de los asentamientos causados por las cargas externas más la deformación originada por la absorción del agua.

$$\delta_z = -4.2cm + 0.08cm = -4.12cm$$

Se realizó un segundo estudio en la cercanía del denominado predio 1, el predio 2, al cual se le realizará un mismo análisis similar al que se llevó a cabo anteriormente al predio 1. En este caso se resumirán los resultados ya que se dará por entendido el proceso que se realizó para llegar a ellos.

Prueba de consolidación

Datos generales

Obra: Chihuahua

Sondeo: PCA - 6

Prof.: 1.50-2.20 m

De igual manera que para el predio 2 se harán cálculos para poder predecir que tan expansivo es el suelo.

Tabla III.10 Granulometría del perfil del suelo del predio 2.

Procedencia:		Chihuahua								
Sondeo:		PCA-6			Recipiente No.		13			
Prof.:		1.50-2.20			mts.		Peso muestra seca		339.98	gr.
Malla	Abertura	Peso suelo retenido	Porcentaje Reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla	Abertura	Peso suelo retenido	Porcentaje Reten. parcial	Porcentaje que pasa	
No.	mm	gr.	%	%	No.	mm.	gr.	%	%	
2"	50.8	58.65	17.251	100	10	2	15.19	4.4679	73.79	
1					20	0.84				
1/2"	36.1	0	0	82.749			9.48	2.7884	71.001	
1"	25.4	0	0	82.749	40	0.42	9.21	2.709	68.292	
3/4"	19.05	0	0	82.749	60	0.25	9.6	2.8237	65.469	
1/2"	12.7	4.23	1.2442	82.749	100	0.149	14.61	4.2973	61.171	
3/8"	9.52	11.04	3.2472	81.505	200	0.074	15.19	4.4679	56.703	
4	4.76	58.65	17.251	78.258	Pasa 200		162.93	192.78	56.703	
Suma							339.98	100.00		
G =	21.74	%								
S =	21.55	%								
F =	56.70	%								

Datos necesarios: IP=47.2 (Tabla III.2) porcentaje de finos menores a 0.074 mm es 56.70% (Tabla III.10).

$$\text{Actividad } (A_c) = \frac{47.2}{56.70} = 0.83$$

El valor queda dentro del rango 0.75-1.25 de la Tabla II.1 que la califica como una actividad normal. El valor de la actividad de 0.83 puede ser mayor ya que como se dijo con anterioridad no se cuenta con el porcentaje de las partículas menores a 0.002 mm, así que el valor es menor al 56.70% que se utilizó.

Con respecto a las Tablas II.7 y II.9 más un índice de plasticidad $IP=47.2$ se observa que:

- Tabla II.7, su grado de expansión es Muy Alto con una probable expansión mayor al 30% de cambio de volumen total.
- Tabla II.9 el suelo presentará una hinchazón Alta con un potencial de expansión mayor a 1.5%.

Una vez conociendo estos valores se comprobará la predicción por medio del cálculo de la expansión del suelo.

Tabla III.11 Datos de la prueba del predio 2.

Peso de sólidos	W_s	185.08	gr
Densidad de sólidos	G_s	2.85	-
Área de la probeta	A_c	50.01	cm ²
Espesor de los sólidos	H_s	12.98	mm
Espesor inicial	H_{m_0}	19.5	mm

Tabla III.12 Prueba de consolidómetro bajo condiciones de sitio.

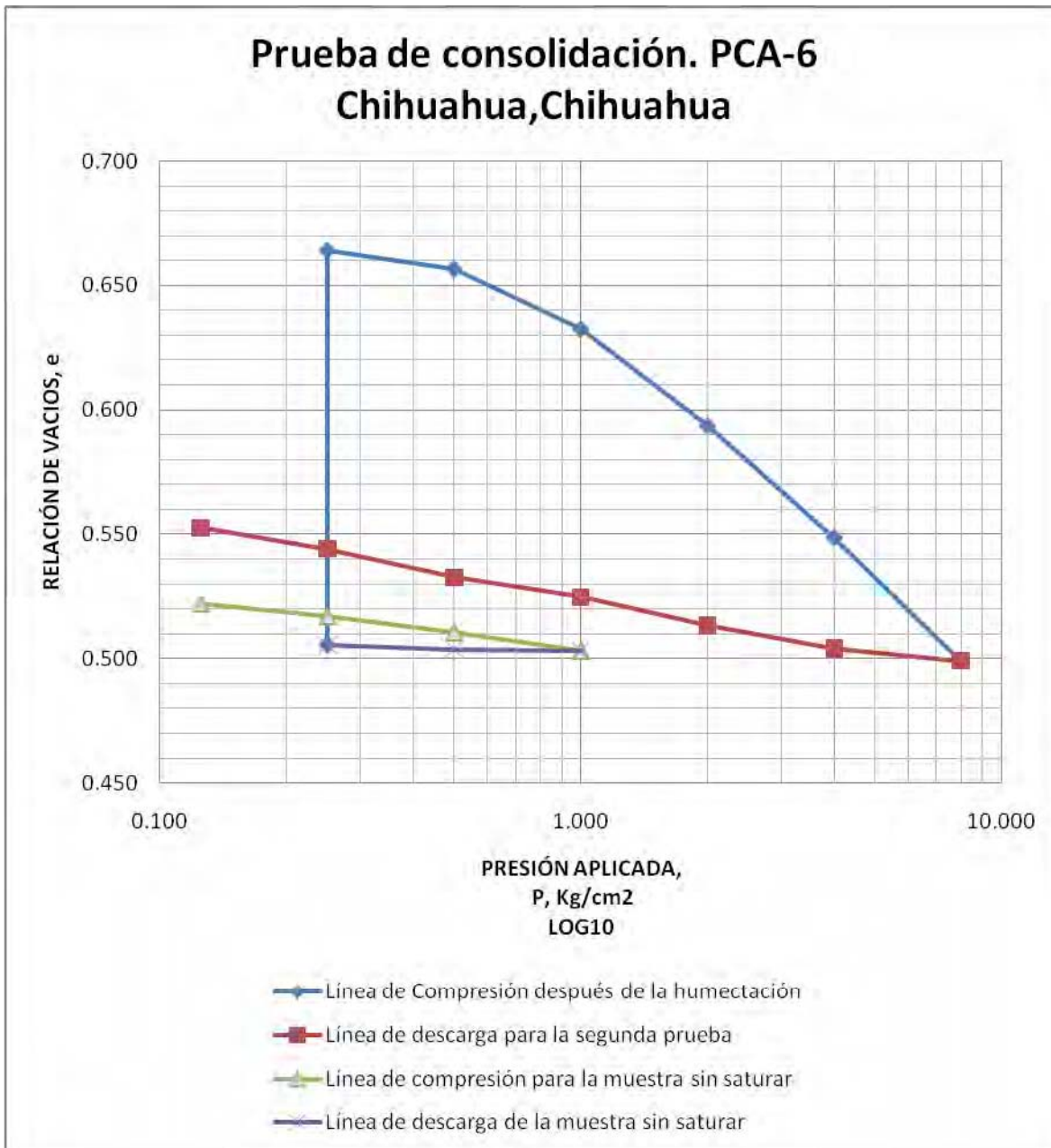
Caso	Presión	Deformación	Deformación	Espesor	Altura de	Relación
i	P	Lineal	Unitaria	Comprimido	Vacios	de Vacios
		δ_i	ϵ_i	$H_i = H_{m_0} - \delta_i$	$H_{vi} = H_i - H_s$	$e = \frac{H_{vi}}{H_{mi}}$
	Kg/cm ²	mm	%	mm	mm	--
Prueba de consolidómetro bajo condiciones de sitio						
00	0.00	0.00	0.00	19.80	6.82	0.52
01	0.13	0.03	0.17	19.77	6.78	0.52
02	0.25	0.10	0.52	19.70	6.71	0.52
03	0.50	0.19	0.95	19.61	6.63	0.51
04	1.00	0.28	1.43	19.52	6.53	0.50
05	0.50	0.27	1.38	19.53	6.54	0.50
06	0.25	0.25	1.28	19.55	6.56	0.51

Tabla III.13 Prueba de consolidómetro con muestra humedecida.

Prueba de consolidómetro con muestra humedecida						
Caso	Presión	Deformación	Deformación	Espesor	Altura de	Relación
i	P	Lineal	Unitaria	Comprimido	Vacios	de Vacios
		δ_i	ϵ_i	$H_i = H_{m_0} - \delta_i$	$H_{vi} = H_i - H_s$	$e = \frac{H_{vi}}{H_{mi}}$
	Kg/cm ²	mm	%	mm	mm	--
0	0.25	0.25	1.28	19.55	6.56	0.51
Proceso de humectación (aumento de volumen)						
1	0.25	-2.11	-10.81	21.61	8.62	0.66

Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

	Méndez Salas			Pineda Núñez		
2	0.50	-2.01	-10.31	21.51	8.53	0.66
3	1.00	-1.70	-8.70	21.20	8.21	0.63
4	2.00	-1.19	-6.11	20.69	7.71	0.59
5	4.00	-0.61	-3.12	20.11	7.12	0.55
6	8.00	0.03	0.17	19.47	6.48	0.50
7	4.00	-0.03	-0.14	19.53	6.54	0.50
9	2.00	-0.15	-0.77	19.65	6.67	0.51
8	1.00	-0.30	-1.53	19.80	6.81	0.52
10	0.50	-0.40	-2.05	19.90	6.92	0.53
11	0.25	-0.55	-2.82	20.05	7.07	0.54
12	0.13	-0.66	-3.38	20.16	7.17	0.55
13	0.00	-0.88	-4.51	20.38	7.40	0.57



Valores obtenidos

$$\gamma = 19.93 \frac{KN}{m^3}$$

$$p_{vo} = 10.96 \text{ kPa} = 1.12 \frac{Ton}{m^2}$$

$$p_{co} = \frac{(1 + 2k_0)}{3} p_{vo} = 7.31 \text{ kPa} = 0.75 \frac{Ton}{m^2}$$

El valor de p_{cB} , oscila entre el caso 5 y 6, de la interpolación se tiene que:

$$p_{VB} = 7.5 \frac{kg}{cm^2} = 735.75 kPa \text{ cuando } e_B = 0.51 \text{ que es un valor similar de } e_o = 0.51$$

$$p_{cB} = \frac{(1 + 2k_0)}{3} p_{VB} = 490.50 kPa$$

$$\Delta P_{cs} = p_{cB} - p_{co} = 483.19 kPa$$

$$P_{so} = 813.37 kPa \quad e_A = 0.66$$

$$B_a = 47.10$$

Tabla III.14 Datos de la gráfica Prueba de Consolidómetro para el predio 2.

Caso	Punto	Presión	Relación de Vacíos
i		P	
		Kg/cm ²	--
Para la línea de compresión			
3	1	2	0.59
6	2	8	0.50
Para la línea de expansión			
6	2	8.00	0.50
12	1	0.13	0.55

$$A_y = 68.09$$

$$A_{vr} = 356.66$$

Cálculo de movimientos

Tabla III.15 Valores obtenidos por el método rectángulo cargado para el predio 2.

Cálculo de esfuerzos	
σ_z [kPa]=	24.78
σ_y [kPa]=	19.27
σ_x [kPa]=	16.61

$$c = 0.82$$

$$f = 0.52$$

$$p_{bso} = p_{cis} + p_{co} + b_s p_a \left(\frac{p_s}{p_a} \right)^n = 490.50 kPa$$

$$\sigma_c = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = 20.22 kPa = 2.06 \frac{Ton}{m^2}$$

Podemos observar que se presenta el mismo caso, el asentamiento se presenta en la línea de compresión debido a que

$$p_{bso} + \sigma_c = 510.72 kPa$$

Asentamiento, $\Delta z_0 = 2.20 m$

$$\delta_z = \left[1 - \left(\frac{p_{bso} + c\sigma_z}{p_{bso}} \right)^{\frac{f}{cA_s}} \right] [\Delta z_0] = 0.016 cm$$

Expansión

$$\sigma_c = 20.22kPa = 2.06 \frac{Ton}{m^2}$$

$$P_{so} = 820kPa$$

$$P_{sf} = 60kPa$$

$$B_a = 47.10$$

$$\varepsilon_{va} = 1 - \left(\frac{p_c + b_4 p_{sf}}{p_c + b_4 p_{so}} \right)^{-1/B_a} = -0.05$$

$$\varepsilon_{za} \cong \varepsilon_{va} = -0.05$$

$$\delta_{za} = -0.05(220cm) = -11.00cm$$

$$\delta_z = -11.00cm + 0.05cm = -10.95cm$$

Tabla III.16 Resumen de resultados

Muestra	Cálculos previos (Predicción de Expansión)			Expansión (cm) Cálculos Teóricos
	Actividad (Ac)	Índice Plástico (Holtz y Gibbs,1956)	Índice Plástico (Snethen,1977)	
Predio 1	0.42 Inactiva	Grado Alto	Expansión Media	4.12
Predio 2	0.82 Normal	Grado Muy Alto	Expansión Alta	10.95

Su puede observar que la expansión que existirá es considerable, estamos diciendo que en el segundo predio habrán variaciones de expansión de 11 cm en la época de mayor precipitación, en la temporada de estiaje la contracción será excesiva provocando daños en la futura estructura.

La predicción del grado de expansión de acuerdo a la teoría se apega a los resultados obtenidos, se verifica que tan expansivo es el suelo. En el capítulo IV se pretende hacer mención de las posibles soluciones que bien podríamos emplear para solventar los daños. Estaremos atentos de hacer un análisis para garantizar la estabilización.

IV.- ANÁLISIS PARA CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS

Un gran número de factores, y no todos técnicos, influyen en los tipos de cimentación, en el método de diseño y en las prácticas de tratamiento. Algunos de estos factores incluyen las variaciones del clima, de las condiciones del suelo, del estilo de vida presente en la región, de normas jurídicas, de normas ambientales, etc.

Ahora bien, el proyecto de ingeniería debe de considerar el tipo de cimentación o método a implementar, mucho de esto en función del costo, por lo que se debe de tener en cuenta un precio bajo en el sistema lo que en algunos casos resulta ser una viable alternativa pero que puede contener un alto grado de riesgo para la estructura.

Hay que destacar que pueden usarse tres métodos generales ***para reducir o vitar los efectos*** de la expansión. Estos son:

- Aislar la estructura de los materiales expansivos;
- Proyectar una estructura que soporte sin daño las expansión, y por último
- La eliminación de la expansión.

Se utilizan los tres procedimientos, ya sea por separado o en combinación.

Como los suelos expansivos son usualmente firmes y no contienen agua libre, frecuentemente son excelentes terreno de cimentación.

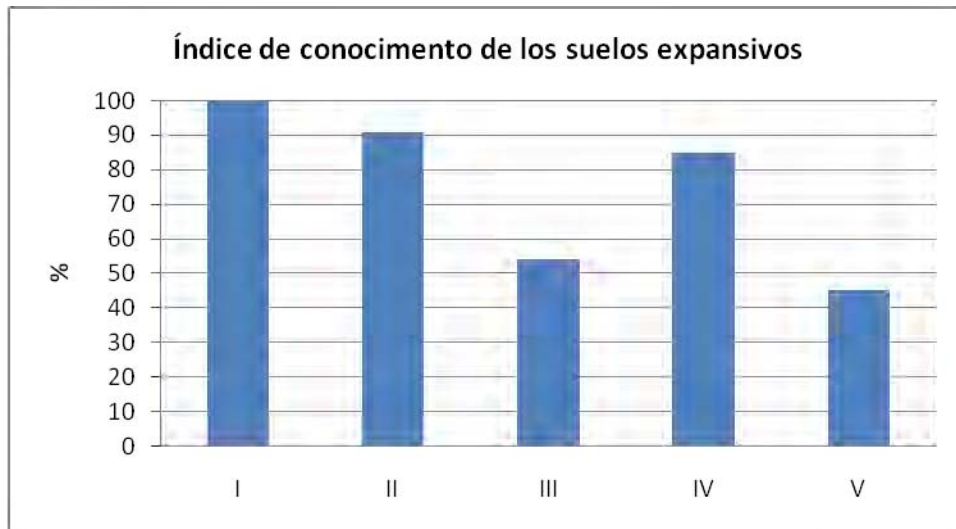
La eliminación de la expansión puede efectuarse en un principio de tres maneras:

- Humedeciendo del terreno previamente hasta que la humedad tenga un valor igual al de equilibrio; además que no puede garantizarse que la humedad permanecerá constante.
- Tratando que las cargas hacia el suelo sean iguales o excedan las presiones producidas por la expansión, o bien,
- Impidiendo la expansión con tratamientos y/o con un control del suelo.

Estos últimos tres puntos entrarán a discusión más adelante.

IV. A Alternativas de cimentaciones estructurales

Se tiene un análisis estadístico de una de las zonas con mayor actividad de este tipo de suelos en el país, Querétaro, en la cual se generó una base de datos enfocada en el conocimiento de los constructores acerca del fenómeno así como el tipo de estructura que más se emplean bajo este tipo de suelo. A continuación de muestran los resultados (M. L. Pérez-Rea, 1998):



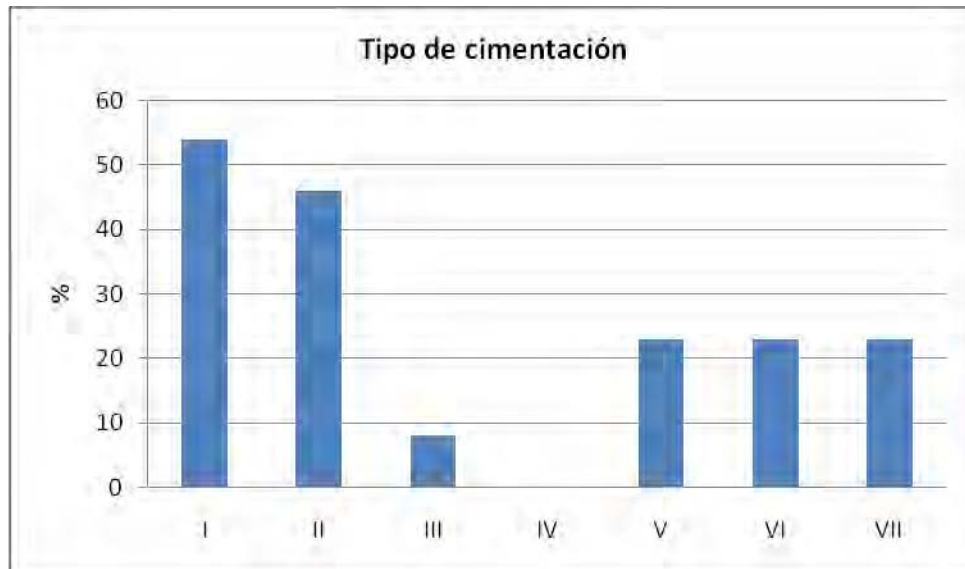
Gráfica IV.1

- I.- Los conocen
- II.- Los han enfrentado
- III.-Cimentaron sobre ellos
- IV.-Usaron métodos especiales
- V.-Tuvieron problemas



Gráfica IV.2

- I.- Capacidad de Carga
- II.- Pozos a cielo abierto
- III.- Expansividad
- IV.- Mecánica de suelos tradicional (no expansividad)



Gráfica IV.3

- I.- Zapata corrida
- II.- Losa de cimentación
- III.- Pilotes
- IV.- Mampostería
- V.- Sustitución
- VI.- Mejoramiento del suelo
- VII.- Zapatas aisladas

IV.A.1 Tipos de cimentación

IV.A.1.1 Zapatas aisladas

Este tipo de cimentación no se usa comúnmente sobre suelos expansivos. Donde se usan las zapatas aisladas usualmente se aplican técnicas especiales con el fin de incrementar el esfuerzo de contacto de modo que minimice la expansión del suelo, tales como:

- Disminuir el ancho de la base de la zapata.
- Colocar el muro de cimentación directamente sobre el terreno, sin zapata.
- Proveer de espacios vacíos entre las vigas de soporte y el muro para concentrar las cargas en puntos aislados.
- Incrementar el esfuerzo en el perímetro y en los pisos para incrementar la rigidez de la cimentación.

Este tipo de cimentaciones puede usarse donde las capas superiores de los suelos expansivos son delgadas y además se puede alcanzar un estrato estable de suelo no expansivo. Es recomendable que el uso de este tipo de cimentación sea en casos tales como:

- Donde los estratos superficiales de suelo tengan potencial de expansión moderado, menor de 1%.
- Donde existan presiones de expansión bajas.
- Y además la capacidad de carga de dichos estratos superficiales sea relativamente alta, con ello se debe de vigilar las cargas sobre las zapatas no exceda dicha capacidad.
- En algunos casos zapatas con bases pequeñas, generalmente menores que 30 cm, han sido usadas para incrementar el esfuerzo de contacto con lo que se trata de minimizar la expansión. Sin embargo el bulbo de presiones, en el cual se incrementan los esfuerzos, es suficiente para reducir la expansión hasta una profundidad de aproximadamente dos veces el ancho de la zapata. En la mayoría de la veces esta profundidad es mucho menor que la capa activa, por lo que este tipo de cimentación es inefectiva para prevenir la expansión.

Su gran desventaja está ligada a las variaciones de expansión que se puede presentar en este tipo de suelo, lo que puede provocar daños a la estructura.

IV. A.1.2 Zapatas corridas

El empleo de las zapatas corridas deberá limitarse a suelos con potencial de expansión menor de 1% y una presión de expansión menor a 15 ton/m².

Este sistema tiene la misma limitación que la anterior y su éxito se reduce a la disminución de la expansión. Por lo que la superestructura deberá ser relativamente flexible. La concentración de la carga en la zapata se logra proveyendo un espacio vacío bajo las vigas teniendo en cuenta nunca sobrepasar la capacidad del suelo; es importante asegurarse de que las presiones de expansión en los bordes de la zapata se minimicen o se prevengan.

IV.A.1.3 Losas de cimentación

Las losas de concreto reforzadas con contratraves entrecruzadas en la parte inferior han sido usadas exitosamente como cimentaciones en suelos expansivos de estructuras relativamente pesadas. Las losas de cimentación son un excelente sistema de cimentación en áreas donde los basamentos son muy profundos o donde las condiciones de los suelos

expansivos se extienden a gran profundidad, lo que hace que el empleo de pilotes sea extremadamente costoso.

Usualmente se refuerza con contratraveses para darle mayor rigidez. La arcilla se remueve en un cierto espesor (se recomienda que el espesor del suelo excavado no sea menos que un metro) y se sustituya a ese suelo por un material de mejoramiento, de baja plasticidad medianamente compactada, que sirva para “amortiguar” las expansiones de la arcilla.

La capa de mejoramiento debe estar formada por un material de baja expansibilidad, como una arena limosa o un limo arenoso. En ocasiones se emplea la misma arcilla expansiva mejorada con cal (Calderón y Alonso, 1998; López Lara coautores, 2000), o bien se puede emplear una mezcla de la arcilla con caliche (Ordóñez y Aguilar; 2002). Si no se cuenta con material no plástico a un costo razonable, se pueden alterar las características expansivas excavando y recompactando el suelo arriba de la humedad óptima con un mediano grado de compactación (Nelson y Miller, 1992; Preciado Garrica, 1998).

En ciertos casos, ésta clase de cimentación tiene la ventaja de que elimina la capa de arcilla expansiva de mayor actividad y que su costo es relativamente bajo. Sin embargo, como no se elimina la totalidad de la capa activa continúan presentándose movimientos del suelo, lo que en ocasiones producen daños en la estructura que está arriba de la arcilla expansiva. Estos daños consisten en agrietamiento de muros, de trabes, de losas, etcétera.

Los procedimientos de diseño, básicamente consisten en la determinación del momento flexionante, el cortante y la deflexión, debidos a las cargas de la estructura y a los patrones de expansión del suelo. Los parámetros del suelo incluyen la cantidad de expansión libre del terreno, la flecha máxima de expansión, y el modulo de la deformabilidad del suelo.

IV.A.1.3.1 Consideraciones de diseño

El diseño de losas de cimentación se basa en la interacción suelo estructura. El procedimiento de diseño consiste en predecir la forma de deformación, el peso y la rigidez del suelo así como también de la losa. Considerando que la interacción suelo-estructura permite determinar el cortante y los momentos flexionantes a los cuales estarán sometidos los elementos.

La forma de la superficie del suelo que se desarrollará bajo la losa depende de la expansión, la rigidez del suelo, de las condiciones iniciales de humedad, de la distribución

de la humedad, el clima, el tiempo de la construcción, las cargas estructurales, rigidez de la losa y de muchas otras variables.

IV.A.1.4 Pilotes

La cimentación con pilotes se usa en combinación con traveses las cuales se diseñan para soportar la carga estructural y transferir el esfuerzo distribuido a los pilotes. Se puede dejar un espacio vacío debajo de las vigas entre los pilotes, donde, este espacio aislará la estructura del suelo y prevendrá que la presión de expansión afecte las traveses, además de que ayuda a concentrar la carga sobre los pilotes para contrarrestar las presiones de expansión.

Los pilotes pueden ser de concreto reforzado, acampanados en el fondo o no. La función principal de los pilotes es transmitir la carga estructural a la zona de contacto o a la de anclaje. Se tiene los siguientes métodos:

- Pilotes acampanados en la parte inferior en un estrato estable para poder soportar una columna medianamente anclaje por fricción.
- Pilotes largos, perforado en zona estable sin ninguna afectación por parte del los cambios de humedad en áreas de suelos expansivos.

IV.A.1.4.1 Consideraciones de diseño

La mayor preocupación en los suelos expansivos es la fuerza de expansión ejercida por la hinchazón del suelo a lo largo de las paredes del pilote en la zona activa. Se debe de tener cuidado en la estimación de la profundidad de la zona activa cuando se diseña este tipo de pilotes.

En el caso de los pilotes, el espacio entre el suelo y la pared del pilote puede proporcionar un acceso para el agua a profundidades significativas. Esto es particularmente crítico si el agua penetra los estratos o incrementa el nivel freático, por lo que hay que tener especial cuidado en sellar el espacio entre el suelo y el pilote.

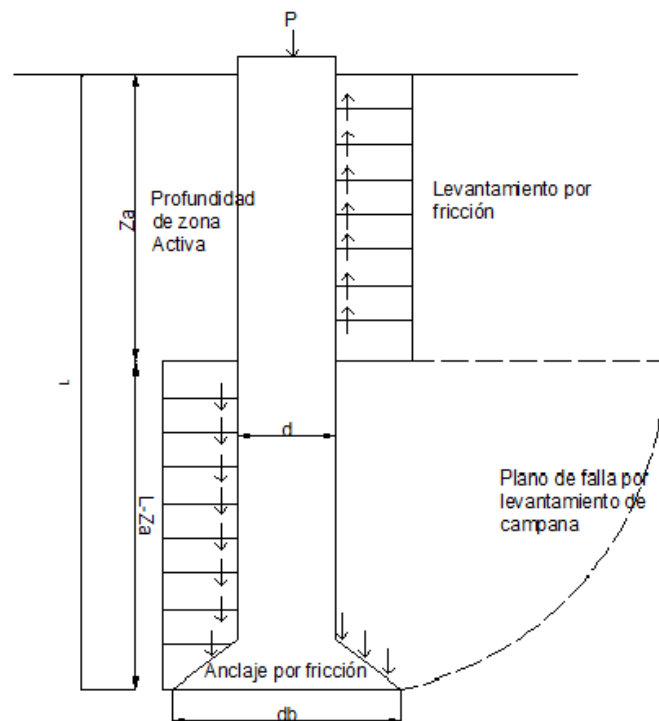


Ilustración IV.1 Fuerzas que actúan en una pila rígida en suelos expansivos

Deben de considerarse dos criterios de diseño de pilotes en suelos expansivos: el movimiento hacia arriba de la parte superior y las fuerzas de tensión desarrolladas en el mismo.

Existen técnicas que pueden ser empleadas para disminuir la adhesión en la zona de levantamiento que incluyen la colocación de fundas y/o mangas de polietileno, papel o cartón saturado de asfalto e impregnado de alquitran o capas exteriores de PVC. Materiales como las gravas no deben utilizarse porque pueden proveer un camino para que el agua accese a capas profundas lo que provocaría expansiones.

IV.A.1.5 Encofrados

Una solución conveniente para pisos apoyados, de fácil construcción y que permite que el suelo se hinche liberando el poder expansivo, consiste en la colocación de elementos de concreto abovedados en su interior. Los losetones se colocan unidos con mortero formando una losa hueca en su interior para absorber la expansión de la arcilla.

Otro sistema para las losas estructurales pequeñas consiste en extender moldes de tubos partidos fabricados de materiales especiales y colocados unos junto a otros lateralmente para formar viguetas. Los moldes permanecen intactos durante el colado del concreto pero se desintegran después de varios días. También se pueden colocar pacas cilíndricas redondas de paja adosadas una junto a la otra para llenar el espacio debajo de la losa armada. A este sistema se le conoce como encoframiento.

IV. B Tratamiento de suelos

Los tratamientos del suelo son viables para tener una estabilización del suelo antes y después de la construcción de las estructuras, estos incluyen:

- Control del contenido de humedad.
- Reemplazo del suelo.
- Pre humectación.
- Aditivos químicos.
- Métodos térmicos.

El éxito de la aplicación de estos métodos depende de la experiencia y de tipo de suelo que este en sitio, de los límites de los métodos a elegir así como la correcta implementación de los procedimientos. El tratamiento debe ser elegido dependiendo de los siguientes factores:

- Tamaño del proyecto.

- Naturaleza y usos del proyecto (variaciones de esfuerzos requeridos y máximos cambios de volumen que pueden ser tolerados como por ejemplo para una pistas de aeropuerto, autopistas o casas habitación).
- Costos.

IV. B.1 Control de la humedad

Una opción razonable para evitar el fenómeno de la expansión se deduce del principio de la misma: tener un control en el contenido de humedad del suelo. Hay que mencionar que es prácticamente imposible prevenir un incremento en el contenido de agua del suelo pero si es posible tener un control de la tasa de variación y minimizar las fluctuaciones estacionales.

Ha sido común el uso de drenes alrededor de la cimentación, para evitar la presencia de agua en el subsuelo. Ahora bien, la succión de las arcillas expansivas es alta y la permeabilidad es baja, consecuentemente los drenes perimetrales son prácticamente inútiles para evitar la expansión debajo de la cimentación por lo que refleja una desventaja que deja esta opción a consideración.

Ahora bien, se pueden evitar los cambios del contenido de la humedad del suelo debido a la evapotranspiración por medio de pozos de diámetro pequeño excavados alrededor del la cimentación. Una cabeza de tubo es conectada a cada uno de estos pozos, y a su vez estos son conectados a una letrina con un control del nivel del agua lo cual nos permite mantener un descenso constante en el nivel del agua. Su ventaja es que tiene un mantenimiento de bajo costo.

IV.B.1.1 Barreras horizontales y verticales.

El levantamiento no uniforme será resultado de cualquiera de los dos, el contenido no uniforme del cambio del contenido de agua, las condiciones de no uniformidad del suelo o ambos. Sí las fluctuaciones en el contenido de agua sobre un tiempo pueden ser minimizadas y sí el contenido de agua del subsuelo se puede hacer uniforme entonces gran parte del problema puede ser mitigado. Las barreras de humedad han sido usadas como técnicas de previas a la construcción y como una medida de remedio.

La colocación de una estructura o pavimento sobre la superficie del suelo cambiará la evapotranspiración de la superficie. Cambios en el uso de suelo, tales como irrigación de terrenos de cultivo, cambiará el potencial de infiltración. Estos cambios, sucesivamente, cambiarán el contenido de agua y la distribución del agua dentro del subsuelo. Sí los cambios en el contenido de humedad pueden hacerse que ocurran lentamente y sí la distribución del contenido de agua puede hacerse de una manera uniforme, el levantamiento puede ser minimizado.

El principio básico por el cual las barreras actúan es para evitar daños en la cimentación o estructura a causa de un aumento de humedad debido a la acumulación de agua y minimizar las fluctuaciones estacionales del contenido de humedad directamente debajo de la estructura. El tiempo durante el cual los cambios de humedad ocurren es muy largo porque la barrera incrementa la duración del paso para la migración de agua debajo de la estructura. Esto permite para el contenido de agua sea más uniformemente distribuido debido a la acción de la capilaridad en el subsuelo. De esta manera, el levantamiento ocurrirá más despacio y de una manera más uniforme.

IV.B.1.1.A Barreras horizontales

Las barreras horizontales pueden ser clasificadas como membranas, barreras rígidas o barreras flexibles.

IV.B.1.1.A.i Membranas

Cubiertas impermeables varían, en grados y espesores, y han sido usadas como membranas horizontales. Polietileno, desde 4 a 20×10^{-3} de pulgada de espesor, poli cloruro de vinilo (PVC), polipropileno, polipropileno de alta densidad, y otros tipo de tejidos han sido usados con varios grados de éxito. Para membranas de menos de 10×10^{-3} de pulgada de espesor requieren de cuidado especial para evitar que se pinche la cubierta durante el colocado. El cuidado debe ser enfocado para preparar la superficie del sitio de colocación por eso se debe de retirar todo el material que pueda dañar a la cubierta así como también la materia vegetal y orgánica. Cuando son usadas alrededor del perímetro de una construcción se deben poner a profundidades tales para prevenir el daño de raíces.

Las plantas largas deben ser eliminadas o movidas lejos de la barrera a una distancia de al menos una a una y media veces la altura de la planta. Se puede ayudar a la eliminación del agua por medio del empleo de subdrenes colocados en el borde de la membrana los cuales deben tener una pendiente suficiente para evitar encharcamientos.

IV.B.1.1.A.ii Asfalto

El asfalto ha sido comúnmente utilizado en la construcción de carreteras como una membrana para prevenir la intrusión de agua de la superficie dentro de la subrasante. Las membranas de asfalto pueden ser usadas un conjunción con otros materiales, como por ejemplo, se pueden utilizar rellenando por encima de las capas de suelo expansivo con capas de suelos no expansivo así se minimiza la probabilidad de que penetre agua a la capa con suelo expansivo. Cuando el asfalto es rociado, la superficie debe ser alisada y ser liberada de escombros para prevenir que el agua penetre al suelo expansivo.

IV.B.1.1.A.iii Barreras Rígidas

Pisos de concreto o banquetas son comúnmente usados como barreras horizontales de humedad alrededor de la cimentación de las construcciones. Éstas barreras, en conjunto con membranas flexibles o asfalto han funcionado de una manera exitosa en mantener estable los contenidos de humedad. Para este tipo de barreras se debe diseñar una junta flexible entre la barrera y la estructura, así como también se debe de proveer una pendiente a la misma para evitar la acumulación del agua cerca de la cimentación y para ello es recomendable el uso de drenes.

IV.B.1.1.B. Barreras Verticales

Las barreras verticales funcionan de la misma manera que las barreras horizontales. Sin embargo, las barreras verticales son más efectivas que las barreras horizontales en retardar la migración lateral de humedad en el suelo.

Las barreras verticales deben ser instaladas al menos a una profundidad a la cual las variaciones estacionales no influyan demasiado en el contenido de humedad del suelo. Esto no es práctico, en general, a la profundidad total de la zona activa, pero a una profundidad de media a dos terceras partes de la zona activa es recomendable su colocación. Si las barreras no pueden ser instaladas a la vez en que se realiza la construcción, deben ser colocadas de 0.5 a 1 m alejadas del trazo de la estructura para permitir la maniobrabilidad del equipo de excavación. En dado caso que se tenga que utilizar barreras horizontales, éstas se deben de conectar con las verticales fuera del borde de la estructura.

Los tipos de materiales que pueden ser empleados para membranas verticales incluyen materiales como polietileno, concreto, mezclas impermeables semi endurecidas. Las membranas deben de ser de material duradero para resistir pinchazones o rasgaduras durante su colocación.

IV. B. 2. Estabilización del suelo

El remplazo y la alteración química son de igual manera viables para tener un control con suelos expansivos.

IV. B.2.1 Reemplazo

En este método consiste en reemplazar el suelo expansivo o sustituirlo por otro no expansivo. Los factores que se necesitan considerar son: la profundidad de remoción y la extensión, así como la localización y el costo del llenado.

La profundidad se puede determinar por medio de pruebas de laboratorio, a través de la identificación de la zona activa.

Tabla IV. 1

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Un suelo no expansivo puede ser compactado beneficiando a la capacidad de carga. • El costo de reemplazo puede ser más económico que otros procedimientos de estabilización (a juicio). • El tiempo de reemplazo es menor que otros procesos como la pre humectación. 	<ul style="list-style-type: none"> • Costo de llenado. • A grandes espesores no es económicamente viable.

IV. B. 2.2 Pre humectación

La técnica consiste en humedecer previamente el suelo hasta obtener la expansión del suelo antes de construir la obra de ingeniería. Debido a que el suelo arcilloso tiene una baja permeabilidad el tiempo destinado para lograr la humectación requerida es excesivo. Así, la capacidad de carga del suelo al ser humedecido disminuye.

Las fisuras presentes pueden favorecer a la humectación del suelo, sin embargo a profundidades mayores no se logra suministrar agua necesaria al suelo para que alcance un estado deseado.

IV.B.2.3 Estabilización química

El agregado químico más empleado en la estabilización del suelo es a través de la adición de cal o cemento.

Si los suelos son de cal reactiva se recomienda la adicción de 3 a 8% de cal por peso de suelo, esto puede reducir la plasticidad y el potencial de expansión del suelo e incrementar su límite de contracción. El método más efectivo para añadir la cal es el de mezclado en sitio, ya sea a través de procesos mecánicos por medio de una grada de discos, arados de rejas, o rotavator para obras pequeñas, es caso de obras de mayor magnitud se puede recurrir a los “estabilizadores de suelo” o pulverizadores de eje horizontal.

La arcilla se excava a una determinada profundidad haciendo terrones de 10 a 15 cm de tamaño. La cal puede ser agregada seca, humedecida o en estado líquido sobre el proceso anterior. La estabilización por medio de cemento es un método similar al de la cal. Trae como resultados la reducción del límite líquido, el índice de plasticidad y del potencial de cambio de volumen al igual que un incremento en el límite de contracción y de fuerza cortante.



Ilustración 4.2 Grada de disco, arados de rejas y rotavator.



Ilustración 4.3 Estabilizador de suelo

V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.A Conclusiones

- Las deformaciones de una arcilla expansiva se deben a los incrementos de esfuerzos ocasionados por carga externa y a variaciones de la succión dentro del suelo, por ende, el cálculo de las deformaciones se puede estimar con la suma algebraica de ambos fenómenos.
- La succión en el suelo y las propiedades de deformación se pueden estimar mediante pruebas sencillas en el consolidómetro.
- Los suelos expansivos se ubican en abundancia donde la evapotranspiración excede la precipitación.
- El sobrecargar un suelo (con arcilla expansiva presente) para evitar expansiones que afecten a la estructura alterará los dos fenómenos característicos en el proceso de expansión de la arcilla mayormente al fenómeno a carga externa lo que ocasionaría un asentamiento de la estructura.
- El diseño de las cimentaciones sobre cualquier tipo de suelo, debe ser un proyecto integral en el que intervengan todas las disciplinas necesarias para su concepción. Tomar en cuenta todos los detalles para prevenir daños o alteraciones en la estructura por la actividad del suelo expansivo siempre será mejor que cualquier medida correctiva innovadora.
- Debido a que es un problema poco estudiado se carece de información en las zonas donde hay suelos expansivos, es necesario generar bases de datos donde se registren los estudios o monitoreos de la succión en las temporadas más críticas que provocan la expansión y contracción del suelo.

V.B Recomendaciones

Recordando los resultados obtenidos en el capítulo III en el Predio 1 se generó 4.12 cm de expansión del estrato, y para el Predio 2 se generaron 10.95 cm de expansión. Este último apartado tiene como fin dar algunas recomendaciones acerca de las probables cimentaciones para ser utilizadas sobre este suelo de acuerdo a los resultados recordados y a las alternativas dadas con anterioridad.

Para el Predio 1

Tenemos que el primer estrato tiene un espesor de 80 cm a una profundidad de 20 cm por debajo del nivel del terreno natural y debajo de este estrato está un estrato de arcilla de 1.25 m de grosor.

El estrato superior de arcilla cuenta con una consistencia muy dura y el de abajo con una consistencia firme con lo que las zapatas aisladas no son recomendables debido a que el área a construir es de 8 x 16 m.

Se puede emplear zapatas corridas teniendo en cuenta las recomendaciones dadas en las alternativas dadas en el capítulo anterior.

La losa de cimentación puede ser una opción viable pues la expansión esperada no es muy grande por lo que no estaría sujeta a grandes sollicitaciones. Se recomienda reforzarla con contratraveses para aumentar su rigidez y así proveer mayor resistencia a los momentos causados por la expansión de la arcilla.

Se puede eliminar la capa de 20 cm de tierra vegetal y se puede eliminar los 80 cm del suelo arcilloso para sustituirlo por un material de mejoramiento de baja plasticidad y medianamente compactado. Inclusive para permitir liberar su potencial expansivo esperado se puede dejar espacios entre las trabes rigidizadoras como es en el caso de los encofrados. Se debe tener cuidado en las trabes apoyadas directamente en el suelo para que no sufran de grandes presiones en ellas. Este tipo de cimentación puede ser relativamente costosa debido a que el rigidizar la losa por medio de trabes se utilizaría mayor cantidad de concreto reforzado y el empleo de encofrados como método para liberar el potencial expansivo puede aumentar los costos al emplear técnicas un tanto más especializadas.

La cimentación de tipo profunda queda descartada debido a que es una estructura a la cual se puede considerar ligera por lo que no es necesario utilizar este tipo de cimentación como pilotes o pilas.

El tratamiento del suelo, ya sea por productos procesados o por cal, puede emplearse o no pues la expansión esperada no es del todo grande. Además de que así como el uso de cimentaciones profundas puede ser un poco costoso.

Un control en la humedad es un método de bajo costo si se lleva a cabo con el conjunto arquitectónico de la obra, es decir, buscar un acuerdo con otros profesionales para determinar la ubicación de jardines, cisternas, así como losas con las pendientes

necesaria para desalojar de manera inmediata el agua de la zona. También conviene colocar materiales flexibles para evitar fugas.

Pero nosotros recomendaríamos el remplazo del suelo por uno no expansivo si el presupuesto lo permite

Para el Predio 2:

Tenemos que el primer estrato tiene un espesor de 40 cm a una profundidad de 20 cm por debajo del nivel del terreno natural y debajo de este estrato está un estrato de grava empacada en arcilla de de 1.60 m de grosor. El estrato superior de arcilla y el de de grava empacada en arcilla cuentan con una consistencia firme. Pero se prevé que la expansión alcanzada sea de 10.95 cm. De acuerdo con lo anterior:

Las zapatas aisladas no son recomendables debido a que la expansión esperada es muy alta, lo cual tendríamos que reducir el ancho de zapata para incrementar el esfuerzo de contacto y tal vez se exceda la capacidad de carga. Esto sucedería algo similar para las zapatas corridas.

La losa de cimentación es la opción más viable debido a que si empleáramos cimentación del tipo profunda sería muy elevado su costo. Pero al tener una expansión esperada muy alta de más de 10 cm el rigidizarla sería muy costoso pues el peralte de las trabes rigidizadoras sería muy grande así como el refuerzo en la losa para resistir las flexiones sobre ella a causa de los elementos generados.

Para evitar que el costo de utilizar la losa de cimentación exceda el presupuesto disponible para una casa se recomienda que se complemente con algún tratamiento de suelo. Los métodos de tratamiento que pueden ser empleados de acuerdo a los espesores, el tipo de obra y de acuerdo a las cualidades del suelo expansivo son las siguientes:

Se puede hacer el remplazo de los 40 cm de arcilla con material no expansivo que evite que se presenten tales expansiones en el suelo.

La estabilización química a través de cal o de cemento para reducir su potencial expansivo. Este tratamiento debe ejecutarse con mucho cuidado para no dejar arcilla sin tratar pues sería muy dañino si no se ejecuta en toda la extensión. Y después se recomienda compactar medianamente el suelo.

También se puede evitar los cambios de humedad por medio de barreras. Como no son muy profundos los estratos se puede utilizar barreras verticales teniendo en cuenta que deben de llegar más allá del tercer estrato pues es grava con empacada

y esté puede permitir el paso de humedad hacia el estrato expansivo. Complementando con barreras horizontales flexibles para envolver completamente el suelo para evitar que se genere tal cambio de humedad pues es una expansión muy alta. Se debe tener en cuenta los cuidados y recomendaciones específicos de este tratamiento mencionado en el capítulo anterior.

Cabe destacar que no importa cuando debemos prevenir y cuánto puede costar el prevenir siempre será mucho mejor que reparar.

Anexo.

Ejemplos de daños a causa de las arcillas expansivas.

Para entender más el fenómeno se destino una práctica de campo al municipio de Jiutepec, en el estado de Morelos. El estado tiene aspectos importantes para poder encontrar este tipo de suelo:

- La Sierra de Cañón Lobos, es un macizo de roca caliza (del Cenozoico inferior), por lo que parte de los suelos de Jiutepec son producto de la erosión de estas rocas.
- El clima de la zona es semicálido semihúmedo, en épocas de estiaje su temperatura llega a ser de 39.8°C y con grandes precipitaciones en época de lluvias (de entre 800 y 1500 mm al año)

Se tomaron algunas fotos del conjunto habitacional de Casa Geo Apatlaco localizada en el KM 160 de la carretera Jiutepec- Yautepec de Zaragoza. Estas viviendas tienen una vida de servicio de 9 años. Muchos de las personas entrevistadas expresaron inconformidad por su vivienda, que sufría daños, de lado oriente de la zona.

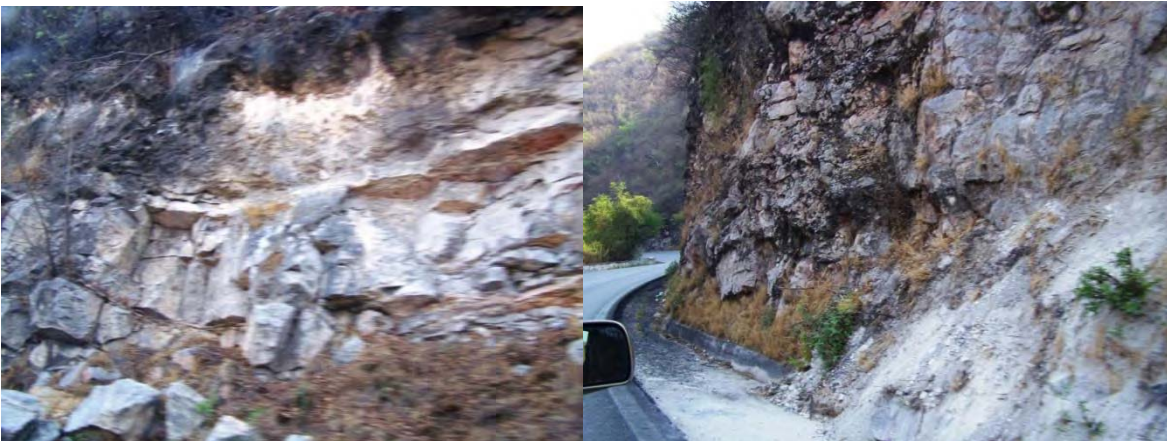


Ilustración 1.5 Sierra de Cañón de Lobos, afloramiento de roca caliza.

Hay que mencionar que muchos de estos daños eran por hundimientos diferenciales, sin embargo si se pudo recabar evidencia de los daños debido a arcillas expansivas.

Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez

La cimentación se hizo a base de losa de cimentación de 16 m x 8 m con un peralte que oscila entre 20 y 30 cm (este dato es empírico pues sólo fue una medida hecha a simple vista).

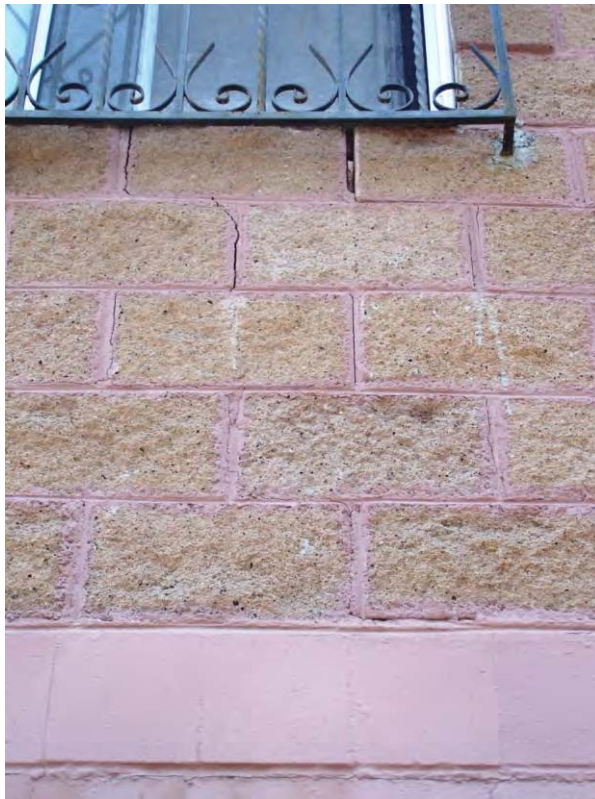
A continuación se muestran fotos de la zona en la cual se presentan daños.



Estos son daños de una vivienda de tres niveles en la parte suroeste de la zona. Se observa que existe un ligero levantamiento en la losa de aproximadamente 3 cm con respecto al



Asentamientos debido a la consolidación del terreno.



Estas son fotografías de una vivienda que muestra daños debido a las arcillas. Se pueden observar grietas en la esquina de la ventana así como de la puerta, también se parecía un ligero levantamiento en la entrada de la vivienda.

Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas



Pineda Núñez



En la zona habitacional existe un monumento alusivo al Templo de Kulkucan. En el mismo se ve proyectada los daños provocados por los asentamientos / las arcillas. Debido a que el daño no afecta a las viviendas la misma no ha sido reparada. La grietas van desde los 1 ó 2 cm hasta los 20 cm. Este daño ha sido reflejo de 9 años de actividad en el suelo.

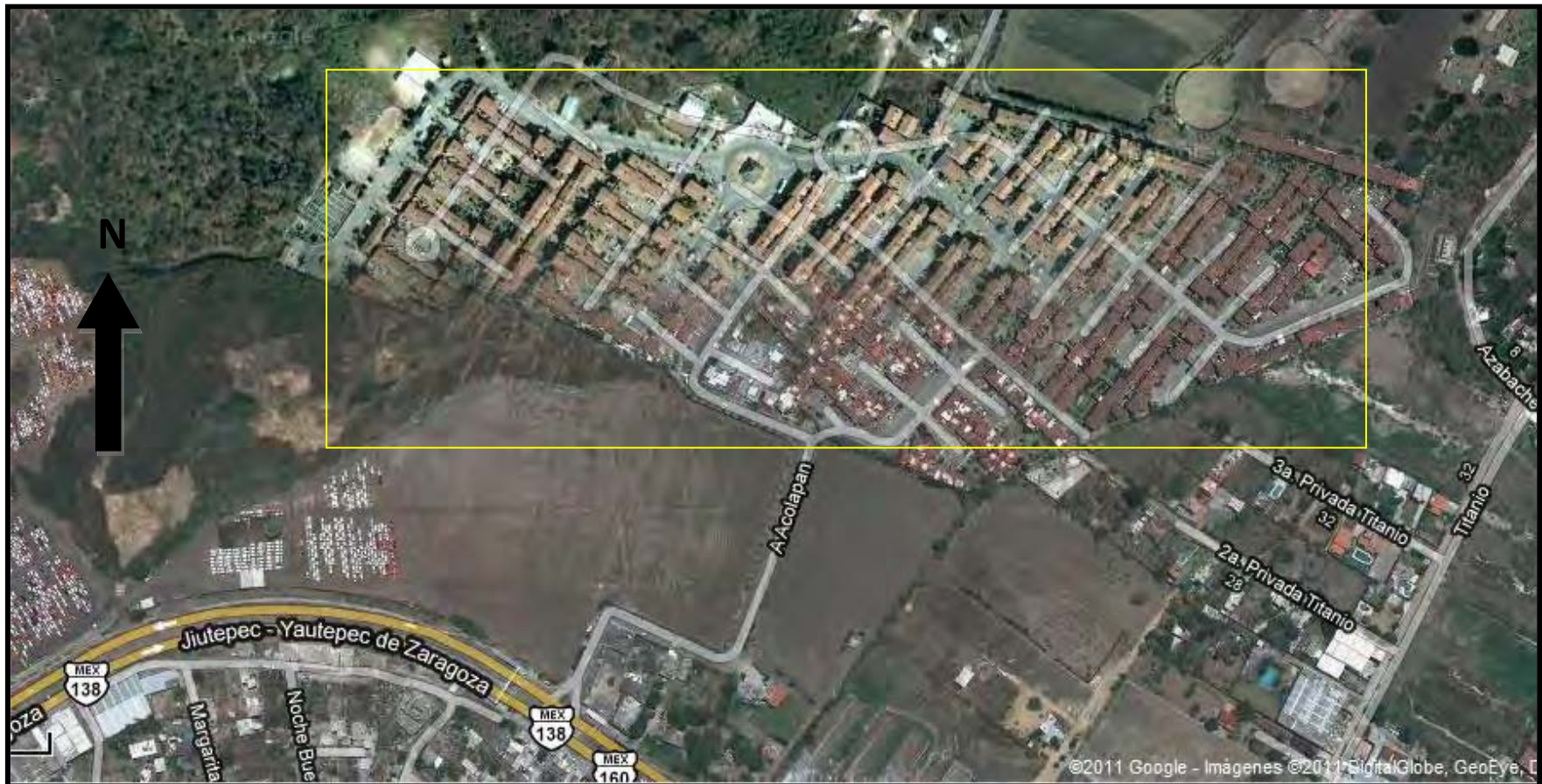
Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Expansivos

Méndez Salas

Pineda Núñez



Jiutepec, Morelos. Mapa de la zona y topografía.



Zona habitacional Casas GEO. Jiutepec, Morelos. Mapa de ubicación de Arcillas Expansivas.

REFERENCIAS

Bohn, H.L. McNeal y O'Conner. *Soil Chemistry*. New York. 1985

Cecilia Caballero Miranda. *Notas sobre Intemperismo y Edafización para el curso de Ciencias de la Tierra*, Facultad de Ciencias UNAM

Deméneghi Colina, Agustín. *Deformations assessment in expansive clays*. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2009

Deméneghi Colina, Agustín. *Cimentaciones en arcillas expansivas*. XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos; Tomo 2. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Guadalajara 2004.

Fredlund, D.G. y Morgenstern N. R. *Pore pressure response below high air entry discs*. 3ra Edición. Haifta, Israel. 1973

Garrison Sposito. *The Chemistry of Soils*. Oxford University Press, 1989.

Gibbs, H.J. *Use consolidometer for measuring expansion potencial of soils*. Pro. Workshop Expansive Clays and Shales in highway Design and Construction. Universidad de Wyoming. EU. 1973

Grim, R.E. *Mineralogía del suelo*. 2da. Edición. McGraw-Hill. New York 1975.

Holtz, W.G. *Arcillas expansivas, propiedades y problemas*. Cuarta Edición. Escuela de Minas de Colorado. EU. 1959.

Jonh D. Nelson, Debora J. Miller. *Expansive Soils. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*. Edit. John Wiley & Sons, Inc. EUA 1992

Juárez Badillo; Rico Rodríguez. *Mecánica de Suelos. Tomo 1: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. Editorial Limusa. México 2009.

Kamornik , A, Wiseman,G., y Ben-Yaacob,Y. *Studies of in situ moisture and swelling potencial profiles*. Segunda conferencia de Suelos Expansivos, Texas A&M University- College Station, Texas EU. 1969.

M. L. Pérez-Rea, E. Olmos-Romero. *Las cimentaciones sobre suelos Expansivos en Ingeniería Práctica en México*. XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Puebla, Puebla 1998. pp. 28-33.

Programa de Investigación sobre los Suelos Expansivos. Instituto de Ingeniería UNAM.

Secretaría de Agricultura Ganadería Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación. *Diagnostico forestal del Estado de Morelos*. Ejemplar N.7 Mayo de 2001

Suelos Expansivos y Colapsables en la Republica Mexicana. IMSS

Zepeda Garrido José; et al. *Mecánica de Suelos No Saturados*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Universidad Autónoma de Querétaro. México 2004.