

GEOPIER[®]
SOILSOLUTION[®]

**CIMENTACIONES
SOBRE SUELOS
EXPANSIVOS**

Contenido

Introducción	03	Ejemplo de cálculos de levantamiento	19
Identificación y Caracterización de Suelos Expansivos	05	Alternativas de diseño, tratamiento y remediación	21
Condiciones ambientales	09	Tipos básicos de cimentaciones en suelos expansivos.....	21
Métodos de prueba de laboratorio.....	10	Zapatas poco profundas para edificios con calefacción	21
Procedimiento de prueba de hinchamiento de volumen constante	10	Sistema de pilotes y vigas niveladas	23
Procedimiento de prueba de hinchamiento libre	13	Losas rigidizadas a nivel	24
Teoría de suelos no saturados y análisis de levantamiento	15	Control de humedad y estabilización del suelo	26
Predicción del levantamiento unidimensional	16	Referencias	29

Introducción

Los suelos expansivos se definen como cualquier suelo que tiene el potencial de sufrir cambios de volumen significativos como resultado de cambios en el contenido de agua. La magnitud del cambio de volumen considerado significativo se define en términos del desempeño de los estados límite de servicio de las estructuras superficiales afectadas, como cimientos poco profundos, servicios públicos o carreteras.

Las estructuras livianas, como la casa que se muestra en la Figura 1, generalmente se construyen con un conocimiento limitado de las condiciones del suelo. Sin embargo, los edificios a menudo sufren deterioros posteriores debido a cambios de volumen (deformación) en los suelos debajo de la estructura.

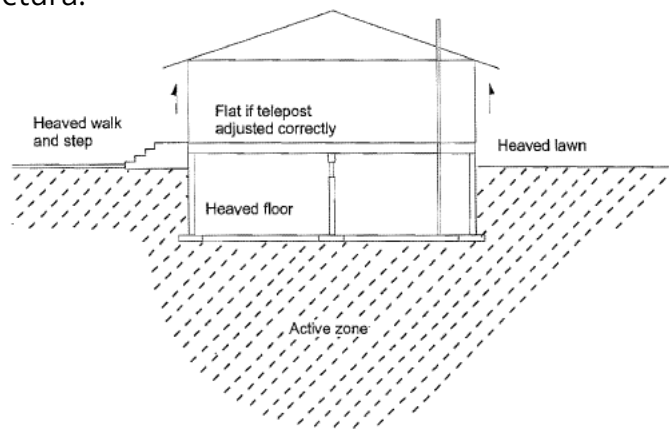


Figura 1 Movimientos del suelo asociados con la construcción de zapatas poco profundas sobre un suelo expansivo (Hamilton, 1977)

Los movimientos verticales del suelo generalmente ocurren como consecuencia de la descarga asociada con la excavación del sótano de la casa, o un cambio en el régimen normal de evaporación y evapotranspiración en la superficie del suelo. Un ejemplo de deterioro de la estructura se puede ver a menudo en losas de piso que están destinadas a funcionar como losas "flotantes", pero que rara vez "flotan" (Figura 2).

Esta es sólo una de las muchas formas en que las estructuras livianas sufren deterioro debido a los cambios de volumen en suelos expansivos.



Figura 2 Patrón de agrietamiento típico alrededor de una losa de sótano que debía formarse como una "losa flotante"

Las estructuras livianas comúnmente experimentan problemas asociados con suelos expansivos; sin embargo, las presiones de hinchamiento de los suelos expansivos pueden ser altas, provocando movimiento hacia estructuras de varios pisos. Los pilotes relativamente cortos debajo de una estructura

liviana, junto con una losa de piso estructural, brindan una solución común a muchos problemas de suelos expansivos (Figura 3).

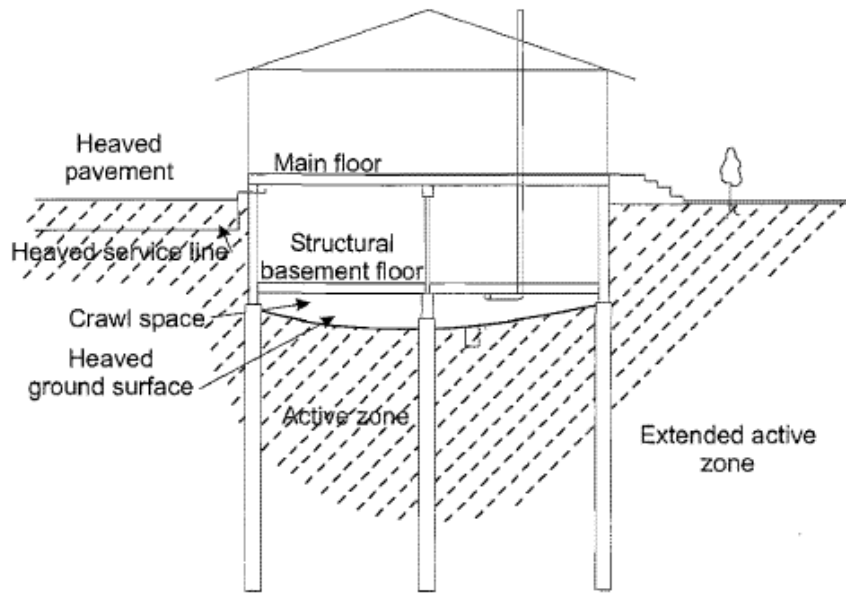


Figura 3 Ilustración de una losa de piso estructural y de pilote corto debajo de una estructura liviana

El potencial de expansión de un suelo está controlado en gran medida por la mineralogía y el porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla, mientras que los cambios en el contenido de agua también dependen de los cambios en las condiciones ambientales en la superficie del suelo. Las condiciones ambientales resultan en la humectación y/o secado del suelo en respuesta a las transferencias de humedad a través del límite suelo-atmósfera.

Los cambios en el contenido de agua del suelo pueden ser el

resultado de causas naturales, como fluctuaciones climáticas, o el resultado de actividades humanas, como riego superficial, escorrentía de áreas pavimentadas o fugas de servicios públicos enterrados.

Los problemas de suelos expansivos se encuentran en casi todos los países del mundo y se ha descubierto que es extremadamente costoso abordarlos completamente en el diseño original o en el diseño de recuperación. Los suelos expansivos han sido denominados el "desastre oculto" en los Estados Unidos y causan más daño a las estructuras (particularmente edificios livianos y pavimentos) que todos los demás peligros naturales, incluidos terremotos e inundaciones (Jones y Holtz, 1973). Se ha estimado que las pérdidas anuales promedio debido a problemas estructurales asociados con suelos expansivos en los Estados Unidos son del orden de 7 mil millones de dólares (Krohn y Slosson, 1980).

Los problemas relacionados con las estructuras en suelos expansivos se acentúan ya que las estructuras que sufren los mayores daños generalmente han tenido el menor diseño de ingeniería antes de la construcción. Los ingenieros a menudo se muestran reacios a involucrarse en el estudio de los problemas de suelos expansivos porque los honorarios de consultoría son generalmente pequeños en relación con el riesgo potencial de litigio.

Identificación y Caracterización de Suelos Expansivos

En algunas regiones geográficas los cambios climáticos producen grandes cambios en el contenido de agua del suelo. Los suelos expansivos se componen de suelos arcillosos que contienen una fracción significativa de minerales arcillosos activos. Los procesos glaciales y posglaciales depositaron la mayoría de los depósitos ricos en arcilla que son motivo de preocupación en la construcción y el desempeño de estructuras. Estos suelos ricos en arcilla se encuentran en depósitos lacustres glaciares o en labranzas glaciares.

Un suelo potencialmente expansivo contiene un porcentaje relativamente alto de minerales arcillosos altamente activos. La expansión de las capas dobles dentro de la fracción de arcilla produce cambios en el contenido de agua. En esta sección se describen métodos para identificar las características clave de suelos potencialmente expansivos.

Se pueden utilizar análisis de hidrómetro estándar para identificar la fracción del "tamaño de la arcilla" que tiene menos de dos micrones de diámetro (ASTM D-422). Sin embargo, no todas las partículas de esta fracción de tamaño son minerales arcillosos. Se recomienda medir la mineralogía de la 'fracción arcillosa'. El método más común para identificar y cuantificar la mineralogía de las arcillas es mediante análisis

de difracción de rayos X. Todos los tipos de minerales arcillosos están muy cerca en el trazo de rayos X y, en consecuencia, es importante utilizar la abertura correcta para los rayos X (es decir, una rendija estrecha), junto con un técnico calificado al interpretar los resultados de la prueba. De primordial importancia es la cuantificación de la cantidad de mineral arcilloso montmorillonita (o esmectita) en la fracción arcillosa de la muestra de suelo.

Los límites de Atterberg (es decir, límite plástico, límite líquido y límite de contracción) se pueden medir como parte de una investigación geotécnica. La diferencia entre el límite plástico y el límite líquido se denomina índice de plasticidad. El Índice de Plasticidad está relacionado con el porcentaje de partículas del tamaño de una arcilla y la mineralogía de las partículas del tamaño de una arcilla.

Van der Merwe (1964) proporcionó una correlación entre el índice de plasticidad, el porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla y el potencial de hinchamiento, como se muestra en la Figura 4. El potencial de hinchazón varió de bajo a muy alto. El mayor potencial de hinchamiento ocurrió cuando el suelo tenía un alto porcentaje de partículas del tamaño de arcilla y un alto índice de plasticidad. Se puede describir que un suelo tiene un alto potencial de hinchamiento, pero la expansividad del suelo sólo se revelará cuando el contenido inicial de agua del suelo sea bajo.

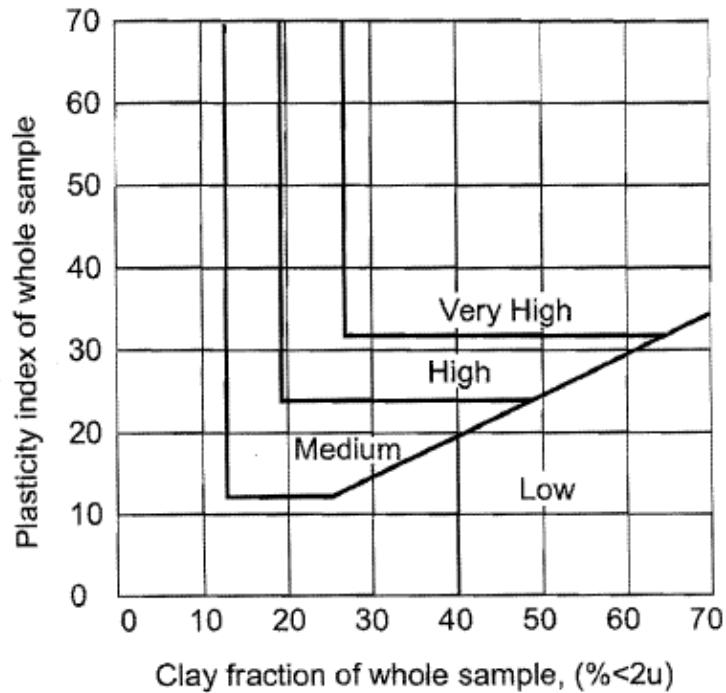


Figura 4 Clasificación de la severidad potencial de un suelo expansivo basada en la plasticidad y el porcentaje de partículas del tamaño de una arcilla (van de Merwe, 1964)

Un índice útil que se puede calcular a partir del Índice de Plasticidad y el porcentaje de fracción de arcilla (%arcilla) es la Actividad del Suelo (Ac):

$$Ac = \frac{\text{Índice de Plasticidad}}{(\% \text{arcilla})}$$

Skempton (1953) clasificó las arcillas como "inactivas" cuando Ac era inferior a 0,75; 'normal' cuando Ac estaba entre 0,75 y 1,25 y 'activo' cuando Ac era mayor que 1,25. Son las arcillas en el rango "activo" las que causan la mayor

dificultad con respecto al hinchamiento (y la contracción). Nelson y Miller (1992) enumeraron valores típicos para la actividad de varios minerales arcillosos: caolinita, 0,33 a 0,46; illita, 0,9; Ca-montmorillonita, 1,5; Na-montmorillonita, 7,2. La Figura 5 utiliza la actividad del suelo y el porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla para clasificar el potencial de hinchamiento de las arcillas compactadas (Seed et al, 1962). La cantidad de hinchamiento que se puede anticipar en suelos arcillosos puede variar desde menos del 1,5 % hasta más del 25 % dependiendo de la actividad del suelo y la cantidad de partículas del tamaño de la arcilla.

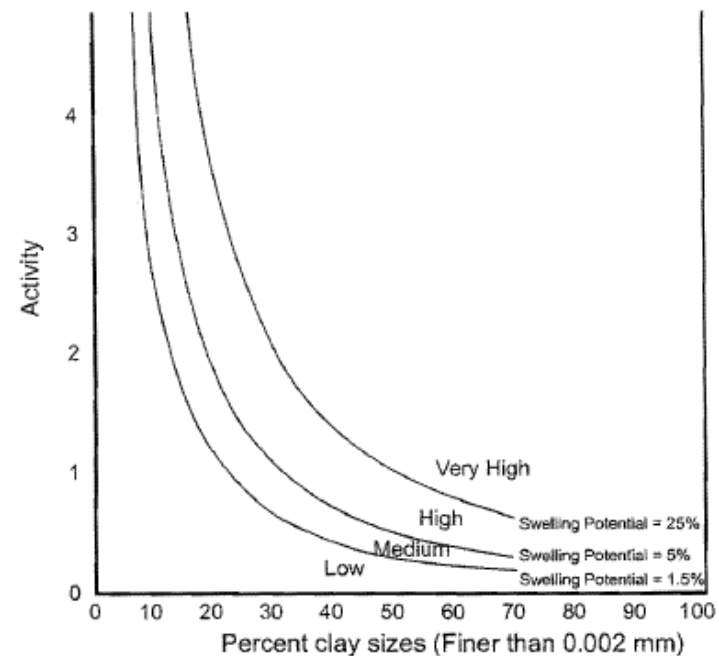


Figura 5 Clasificación del potencial de expansión de arcillas compactadas basadas en la actividad del suelo

La tabla 1 fue propuesta por primera vez por Holtz y Gibbs (1956) y relaciona el contenido coloidal (donde los coloides se definen como partículas de menos de 0,001 mm de diámetro), el índice de plasticidad y el límite de contracción con el potencial de cambio de volumen. La tabla separa los suelos en categorías de "potencial de expansión" bajo, medio, alto y muy alto. Esta tabla no pretende usarse como base para predecir la expansión, sino más bien para proporcionar una evaluación preliminar del potencial de cambio de volumen. Es útil complementar el cuadro con observaciones de la experiencia local.

Tabla 1 Potencial de expansión estimado por pruebas de clasificación

Potential for Expansion	Probable Expansion (% of total volume change)**	Colloidal Content (%)***	Plasticity Index (%)	Shrinkage Limit (%)
Very High	> 30	> 28	> 35	> 11
High	20 - 30	20 - 31	25 - 41	7-12
Medium	10 - 20	13 - 23	15 - 28	10 - 16
Low	< 10	< 15	< 18	> 15

* After Holtz and Gibbs (1956).

** Dry to saturated conditions - under a surcharge of 6.9 kPa (1 psi).

*** Particles less than 0.001 mm in diameter

La Figura 6 ilustra el patrón general del porcentaje de hinchamiento para un suelo compactado y altamente plástico (Holtz y Gibbs, 1956). Si bien la cantidad de hinchamiento puede variar de un suelo a otro, el patrón de hinchamiento total al mojarse en diversas condiciones de densidad y contenido de agua debería mostrar la misma tendencia. Los resultados ilustran que la compactación de un suelo a alta densidad

aumenta la cantidad de hinchamiento al mojarse. Además, la compactación con contenidos de agua por encima del contenido de agua óptimo da como resultado cantidades reducidas de hinchamiento al mojarse.

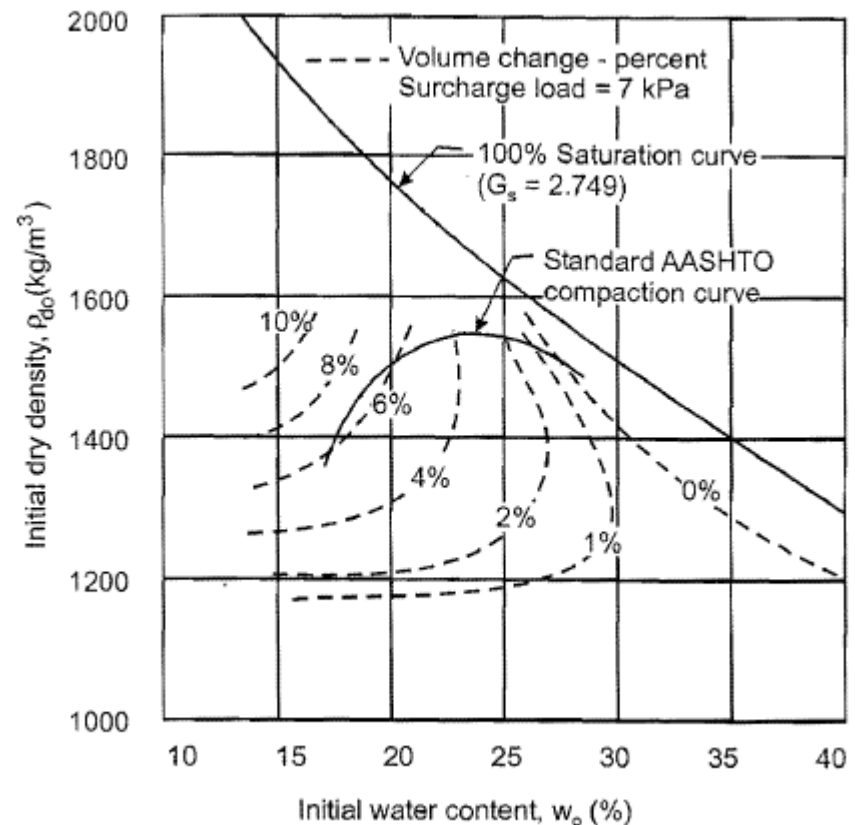


Figura 6 Patrón de porcentaje de expansión de un suelo compactado a diferentes contenidos de agua

La capacidad de intercambio catiónico, CIC, es una medida de la cantidad de iones disueltos cargados positivamente necesarios para satisfacer el desequilibrio de carga negativa en la superficie de las partículas de arcilla, y comúnmente se

expresa en términos de miliequivalentes por 100 gramos de suelo seco (Mitchell, 1993). La CIC está relacionada con la mineralogía de la arcilla y la cantidad de partículas del tamaño de la arcilla presentes en la fracción coloidal. Valores altos de CIC significan que existe una alta actividad superficial en la fracción de arcilla y, en consecuencia, un mayor potencial de cambio de volumen. Las mediciones de CIC están disponibles de forma rutinaria en la mayoría de los laboratorios de análisis de suelos agrícolas. Los valores típicos en meq/100g de suelo, para los tres minerales arcillosos básicos son; caolinita = 3 a 15; illita = 10 a 40; y montmorillonita (esmectita) = 80 a 150 (Mitchell, 1993).

Para un suelo con una CIC determinada, la expansión potencial durante la humectación también puede verse afectada por la valencia del catión adsorbido en los sitios intercambiables, así como por la química del fluido de los poros. La mayoría de los laboratorios de suelos agrícolas pueden medir la química de las sales presentes en la arcilla utilizando una técnica de "extracción por saturación" (Klute, 1986). Esto implica agregar agua a un suelo seco hasta que se observe que se forma agua libre en las arcillas. Luego se centrifuga la muestra y se mide la química del "extracto". La mayor expansión potencial ocurrirá cuando los cationes adsorbidos sean monovalentes (por ejemplo, Na⁺) y cuando el fluido de los poros esté diluido. La presencia de cationes divalentes y soluciones concentradas puede provocar que se suprima el cambio de volumen debido a la hinchazón (Mitchell, 1993).

Una propiedad del suelo llamada coeficiente de extensibilidad lineal, o COLE, ha sido medida de forma rutinaria por el Servicio de Conservación de Suelos de EE. UU., Laboratorio Nacional de Estudios de Suelos de los Estados Unidos. La prueba mide la deformación lineal de una muestra no perturbada y no confinada cuando se seca desde un tercio de una atmósfera de succión (es decir, 33 kPa) hasta condiciones de secado en horno. Las muestras se llevan al equilibrio a un tercio de atmósfera y se recubren con una resina plástica flexible. El valor COLE de muchos suelos se ha relacionado con las propiedades de hinchamiento de los suelos y se ha utilizado ampliamente en los Estados Unidos (McKeen y Neilsen, 1978; McKeen y Hamberg, 1981; Nelson y Miller, 1992).

Condiciones ambientales

Los suelos expansivos son generalmente sedimentos ricos en arcilla depositados en lagos glacio-lacustres que han sufrido un secado extenso desde su deposición. La desecación es el resultado de la evaporación de la superficie del suelo y la transpiración de la vegetación. Los suelos deben estar ubicados en una condición ambiental en la que la evapotranspiración potencial supere la precipitación.

Thornthwaite (1948) desarrolló un índice útil para cuantificar la deficiencia de humedad del suelo y lo llama índice de humedad de Thornthwaite (TMI). El TMI clasifica el clima principalmente según las condiciones promedio de precipitación y las condiciones potenciales de evaporación. Los valores negativos para el TMI indican que el clima es árido y, en consecuencia, el suelo expansivo puede sufrir un importante hinchamiento estacional al mojarse (O'Neill y Poonnoyed, 1980). Las categorías climáticas y los índices de humedad de Thornthwaite adimensionales asociados se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2 Clasificación climática según el índice de humedad de Thornthwaite (1948)

Climate Classification	Thornthwaite Moisture Index
Extremely Humid	> +40
Humid	+20 to +40
Sub-humid	0 to +20
Semi-arid	-20 to -40
Arid	< -40

Se han utilizado métodos computacionales que calculan con mayor precisión la evapotranspiración real de la superficie del suelo (Wilson et al, 1991). El análisis implica la solución de un modelo de transporte de masa acoplado de calor y humedad. El modelo se ha aplicado a sitios específicos (por ejemplo, para diseños de cobertura de suelo) en lugar de usarse para desarrollar mapas climáticos.

Métodos de prueba de laboratorio

El edómetro unidimensional (es decir, aparato de consolidación) se ha utilizado en muchos países del mundo para probar y obtener propiedades físicas del suelo en suelos expansivos. El objetivo de la prueba de laboratorio es evaluar las condiciones de esfuerzo in situ y medir las propiedades del suelo que pueden usarse para la predicción del levantamiento vertical (Fredlund y Rahardjo, 1993). Aunque la prueba de consolidación se desarrolló originalmente como una simulación de laboratorio de arcillas blandas compresibles, también puede usarse para proporcionar información valiosa sobre suelos expansivos. Se han propuesto numerosos procedimientos de prueba en la literatura, pero las dos pruebas más comunes son la prueba de hinchamiento de volumen constante (prueba CV) y la prueba de hinchamiento libre (prueba FS). Los procedimientos de prueba para ambas pruebas se pueden encontrar en la designación ASTM D-4546-90. Ambas pruebas se llevan a cabo de manera similar a una prueba de consolidación con la principal diferencia relacionada con el procedimiento para la configuración y el comienzo de la prueba.

Procedimiento de prueba de hinchamiento de volumen constante

La prueba de hinchamiento de volumen constante se realiza en una muestra de suelo no perturbada que se recorta en un anillo de consolidación. La muestra se coloca en el edómetro y se asienta bajo una carga nominal. Luego, la muestra se inunda con agua y, a medida que intenta hincharse, se aumenta la carga sobre la muestra para evitar cualquier aumento de volumen o hinchazón. Cuando la muestra ya no muestra tendencia a hincharse, la carga aplicada se aumenta aún más en una serie de incrementos de manera similar a la de una prueba de consolidación convencional. Una vez establecida la rama de recompresión o la rama "virgen" de la curva de consolidación, la muestra se descarga en una serie de disminuciones para establecer el índice de hinchazón. Las disminuciones de carga suelen ser el doble que los incrementos de carga.

La prueba de hinchamiento de volumen constante proporciona dos mediciones importantes que se requieren para predecir el hinchamiento; a saber, una estimación de la presión de hinchamiento, P_i , (o más correctamente, la presión de hinchamiento corregida, P_i') y el índice de hinchamiento, C . Aunque a veces se interpreta que la presión de hinchamiento de un suelo es una propiedad del suelo, la presión de hinchamiento es más correctamente una medida del estado de esfuerzo in situ del suelo expansivo. La muestra de suelo no perturbado se tomó de su condición in situ donde fue

sometida al estrés de sobrecarga (esfuerzo total). Además, el suelo estuvo sujeto al efecto de presiones negativas de agua de poro (o succión matricial). El esfuerzo total y la succión matricial se combinan en el plano de esfuerzo total para proporcionar una indicación del estado inicial de esfuerzo en un suelo. Si se conoce el cambio en el estado de esfuerzo junto con el índice de hinchamiento, se puede calcular el cambio de volumen asociado con los cambios en el estado de esfuerzo.

Considere la trayectoria de esfuerzo seguida en el laboratorio cuando se prueba una muestra de suelo utilizando el procedimiento de prueba de Volumen Constante posterior al muestreo (Figura 7). Una vez que la muestra de suelo se sumerge en agua, la muestra intenta hincharse mientras se disipa la succión matricial. Sin embargo, el esfuerzo total sobre la muestra aumenta para evitar que la muestra aumente de volumen. Gradualmente, la succión matricial dentro de la muestra de suelo se reduce a cero y el volumen de la muestra se mantiene constante mediante el aumento del esfuerzo total. La Figura 7 muestra que la presión de hinchamiento representa la suma del esfuerzo de sobrecarga in situ y la succión matricial del suelo trasladada al plano de esfuerzo total. Como tal, la presión de hinchamiento depende de la succión matricial in situ.

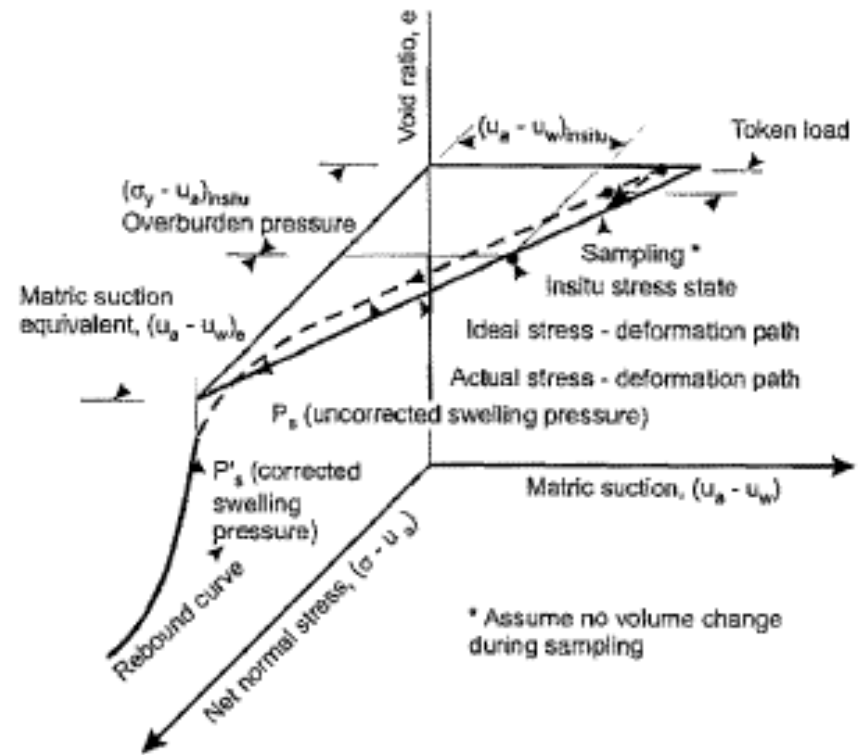


Figura 7 Estado de esfuerzo ideal y real versus trayectoria de relación de vacíos seguida al realizar una prueba de edómetro unidimensional

Sin embargo, la presión de hinchamiento medida se subestimaría a menos que se tengan en cuenta el efecto de la "perturbación del muestreo" y la "compresibilidad del aparato" (Fredlund, 1969). La interpretación de la prueba de hinchamiento a volumen constante debe incluir una corrección por la compresibilidad del aparato de consolidación, la compresibilidad del papel de filtro (si se utilizó papel de filtro durante la prueba) y el asentamiento de las piedras porosas y la muestra de suelo. Los suelos hinchables desecados

tienen una baja compresibilidad y la compresibilidad del aparato puede afectar sustancialmente la medición de la presión de hinchamiento así como la pendiente de la curva de rebote (es decir, el índice de hinchamiento). La corrección de la compresibilidad se puede medir substituyendo la muestra de suelo por un tapón de acero y midiendo las deflexiones que sufre el aparato con cada incremento de carga. Esta corrección es relativamente consistente para un consolidómetro particular y sus accesorios. Se recomienda no colocar papel de filtro encima ni debajo de la muestra de suelo debido a la magnitud de su compresibilidad. La Figura 8 ilustra datos de una prueba de hinchamiento de volumen constante, con y sin corrección aplicada para la compresibilidad.

La alteración del muestreo dará como resultado una presión de hinchamiento medida que será inferior al valor in situ. (Este fenómeno es similar al efecto observado de la "perturbación del muestreo" en la medición de la presión de preconsolidación en una prueba de consolidación en arcillas blandas). En la prueba del edómetro, no es posible que la muestra de suelo regrese a su estado preciso in situ después del muestreo sin mostrar alguna curvatura en la relación de vacíos versus la gráfica de esfuerzo efectivo (es decir, al pasar de la presión de hinchamiento a la curva de recompresión o a la curva de compresión virgen)

El procedimiento para determinar la "presión de hinchamiento corregida" comienza corrigiendo los datos de laboratorio para tener en cuenta la compresibilidad del aparato. Luego se

aplica la corrección por "alteración del muestreo" para establecer la "presión de hinchamiento corregida".

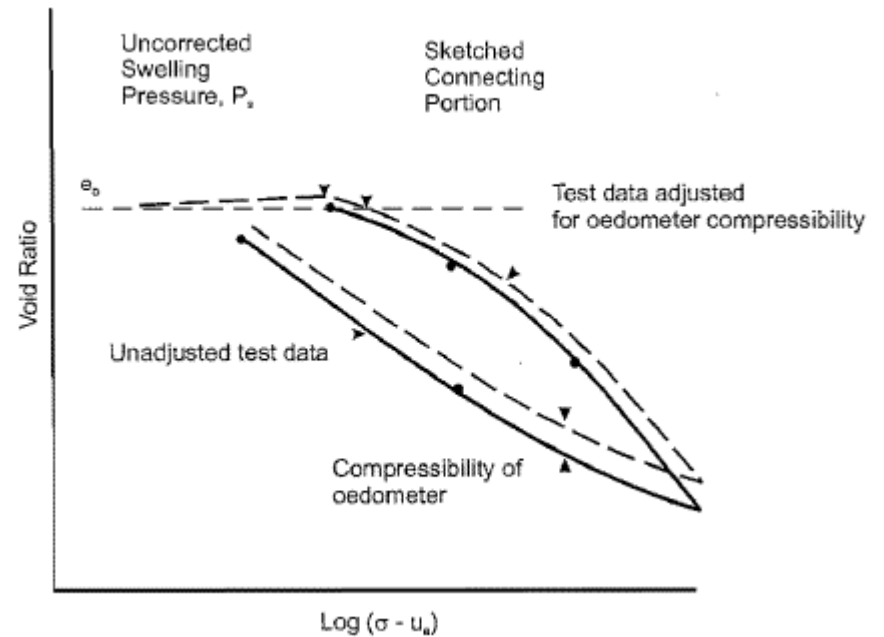


Figura 8 Ajuste de los datos de pruebas de laboratorio del edómetro unidimensional para tener en cuenta la compresibilidad del aparato (Fredlund, 1983)

En 1936, Casagrande propuso una construcción empírica que podría aplicarse a suelos saturados compresibles para determinar con mayor precisión la presión de preconsolidación. La construcción empírica fue, en esencia, un medio para compensar los efectos de la "perturbación del muestreo". Fredlund (1987) propuso un procedimiento similar para tener en cuenta el efecto de la "perturbación del muestreo" en la presión de hinchamiento y se ilustra en la figura 9. La pendiente de la curva de rebote se utiliza como parte del

procedimiento de construcción empírico (en lugar de la pendiente de la curva de compresión virgen). La gráfica final de la relación de vacíos versus el logaritmo del esfuerzo total da la gráfica que se muestra en la Figura 9.

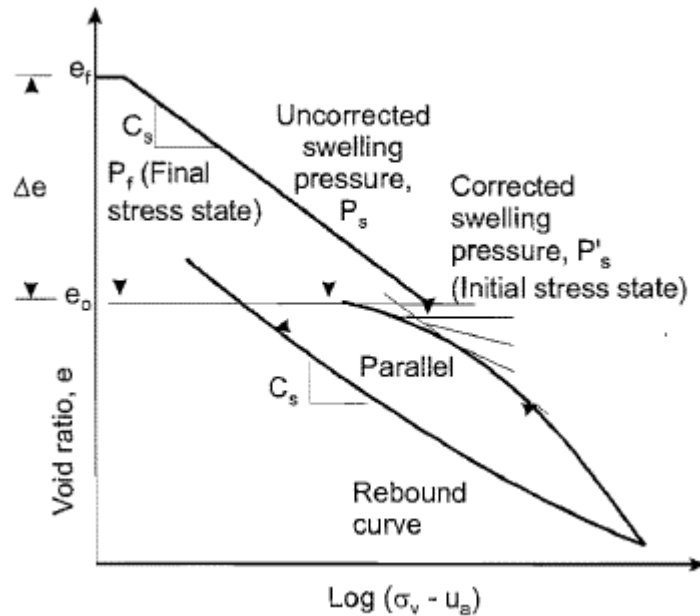


Figura 9 Resultados de la prueba de hinchamiento de volumen constante que muestran el procedimiento empírico para corregir la "presión de hinchamiento" por el efecto de la perturbación del muestreo (Fredlund, 1987)

La "presión de hinchamiento corregida", P'_s , se estima como se muestra y el índice de hinchamiento, C se obtiene de la pendiente de la curva de rebote. La 'presión de hinchamiento corregida' y el índice de hinchamiento se utilizan como datos de entrada para los análisis de hinchamiento.

Procedimiento de prueba de hinchamiento libre

La preparación de la muestra de suelo para la prueba de hinchamiento libre es similar a la descrita para la prueba de volumen constante. Una vez que se ha preparado la muestra de suelo, se le aplica una carga simbólica. Luego se añade agua al recipiente del edómetro y se deja que la muestra se hinche libremente hasta que se alcanza una condición de equilibrio. Luego se carga la muestra de suelo duplicando la carga sobre la muestra y permitiendo que se alcance el equilibrio bajo cada carga aplicada. Usando este procedimiento de prueba, la presión de hinchamiento se define como la carga requerida para que la relación de vacíos regrese a su valor original como se muestra en la Figura 10. No es necesario aplicar una "corrección" por perturbación del muestreo cuando se utiliza este procedimiento de prueba. Los efectos de la perturbación del muestreo se tienen en cuenta mediante el procedimiento de prueba. La presión de hinchamiento medida mediante la prueba de hinchamiento libre y la 'presión de hinchamiento corregida' obtenida mediante la prueba de volumen constante son generalmente bastante similares (Fredlund, 1983).

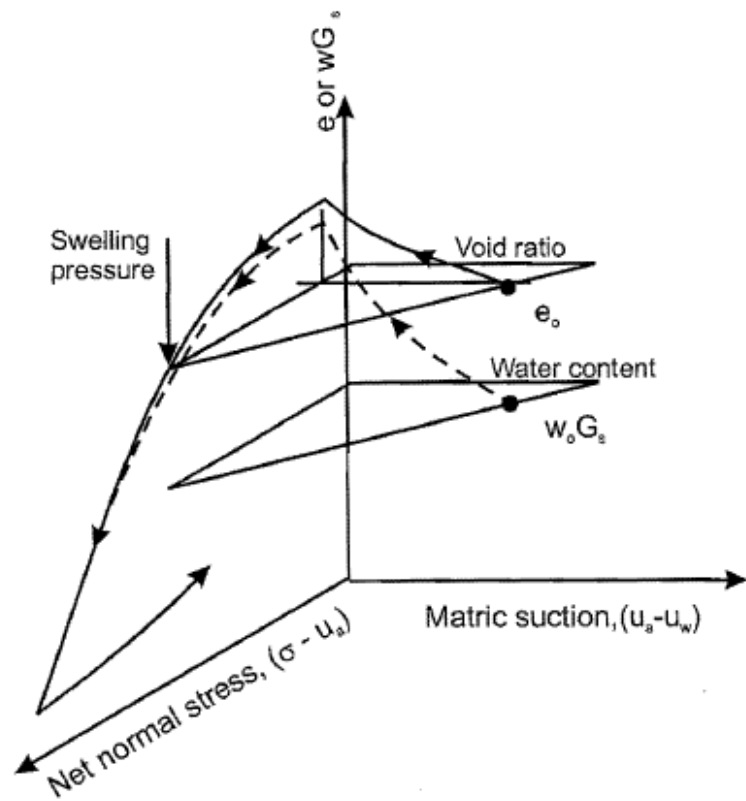


Figura 10 Gráfico típico de datos de una prueba de edómetro de levantamiento libre en un suelo expansivo

Teoría de suelos no saturados y análisis de levantamiento

El cambio de volumen experimentado en un suelo expansivo debe entenderse en términos de los cambios que ocurren en el estado de esfuerzos del suelo. En otras palabras, es mejor describir la expansión (o contracción) de un suelo en términos de cambios en el estado tensional, en lugar de en términos de contenido de agua.

Cuando un suelo se des satura, es necesario utilizar dos tensores de estado de esfuerzo independientes para definir el estado de esfuerzo completo del suelo (Fredlund y Morgenstern, 1977). Estos dos tensores de esfuerzo se denominan tensor de esfuerzo "normal neto" y tensor de "succión matricial", y se definen de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix}$$

and

$$\begin{bmatrix} (u_a - u_w) & & \\ & (u_a - u_w) & \\ & & (u_a - u_w) \end{bmatrix}$$

where:

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ = total normal stresses in the x-, y-, and z- directions, respectively,
 $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ = shear stresses in the x-, y-, and z- planes, respectively,

u_w = pore-water pressure, and
 u_a = pore-air pressure.

La succión matricial se define como la diferencia entre la presión del aire de los poros y la presión del agua de los poros (es decir, $u_a - u_w$). Cambios en el medio ambiente (por ejemplo, lluvia sobre la superficie del suelo o evaporación de la humedad del suelo), producen cambio en la succión matricial en el suelo, con el tiempo. En otras palabras, se cambia el tensor de succión matricial. Asimismo, los cambios provocados por la construcción (por ejemplo, la excavación de suelo o la colocación de relleno) provocan cambios en el tensor de esfuerzo normal neto. Las propiedades independientes del suelo están asociadas con cada uno de los dos tensores de esfuerzo y, en consecuencia, los tensores de esfuerzo deben manejarse de manera independiente.

No es necesario tomar en consideración el componente osmótico de la succión del suelo a menos que el contenido de sal del suelo cambie específicamente en el problema bajo consideración. En general, esto no es necesario porque los cambios en el contenido de sal en el laboratorio e in situ son similares.

En un suelo expansivo, el volumen del suelo aumenta como resultado de una disminución en la succión matricial. De manera similar, el volumen del suelo disminuye como resultado de un aumento en la succión matricial. El volumen del suelo también puede disminuir de manera independiente como resultado de cambios en la carga externa. Los procedimientos analíticos relacionados con la predicción del levantamiento deben visualizarse y entenderse en términos de cambios en

el estado tensional del suelo. Es particularmente importante visualizar el problema de los suelos expansivos en términos de dos variables de estado de esfuerzo independientes porque los cambios en la presión del agua intersticial son siempre de carácter tridimensional, mientras que las cargas externas impuestas por el diseño humano son más comúnmente unidimensionales o bidimensionales. En personaje. Por ejemplo, una carga total vertical producirá una tendencia a un movimiento hacia afuera en dirección lateral, mientras que un aumento en la succión matricial tendrá una tendencia a un movimiento hacia adentro en dirección lateral.

En la literatura de investigación se han propuesto numerosos procedimientos de prueba y procedimientos analíticos para predecir la cantidad de levantamiento que se puede anticipar en un suelo expansivo bajo diversas configuraciones de suelo y diseño. Generalmente, el éxito de cada uno de los métodos está algo limitado por una apreciación incompleta o la incapacidad de predecir los cambios en las condiciones ambientales. Los últimos avances en la predicción del evantamiento máximo probable son satisfactorios para la mayoría de los fines de ingeniería; sin embargo, la predicción de la velocidad a la que pueden ocurrir los cambios de volumen es considerablemente más difícil porque depende de la disponibilidad de agua en el suelo.

La tasa de elevación también está relacionada con el coeficiente de permeabilidad del suelo. Las tasas de levantamiento de campo están fuertemente influenciadas

por la macroestructura del suelo, que es difícil (si no imposible) de evaluar a partir de una prueba de laboratorio. La impredecible disponibilidad de agua procedente de fuentes superficiales y subterráneas también es difícil de predecir.

Las tasas de contracción del campo se ven afectadas por la eficiencia con la que se puede eliminar la humedad del subsuelo. La evapotranspiración ocurre de manera bastante predecible cuando el contenido de agua del suelo es alto, pero es menos predecible con contenidos de agua más bajos debido a la esfuerzo de las raíces de las plantas, el marchitamiento de las plantas, el agrietamiento del suelo y otros factores.

Predicción del levantamiento unidimensional

La predicción del levantamiento (o hinchamiento) se puede llevar a cabo de manera similar a la utilizada cuando se calcula la consolidación o asentamiento de una capa de arcilla blanda (Fredlund et al, 1980). La predicción del levantamiento requiere una comprensión de los estados de esfuerzo inicial y final y del módulo de deformación del suelo. La prueba de hinchamiento a volumen constante proporciona la información necesaria para evaluar el estado de esfuerzo inicial (es decir, la presión de hinchamiento corregida), mientras que el índice de hinchamiento, C , se toma como módulo de deformación. El índice de hinchamiento, C ,

generalmente oscila entre el 10 y el 20 por ciento del índice de compresión, C_c , para un suelo en particular.

La Figura 11 muestra valores aproximados para los valores del índice de hinchamiento que se han correlacionado con el límite líquido y la relación de vacíos de rebote de un suelo (NAVFAC DM-7, 1971). Los valores estimados del índice de hinchamiento son útiles para obtener una estimación del hinchamiento.

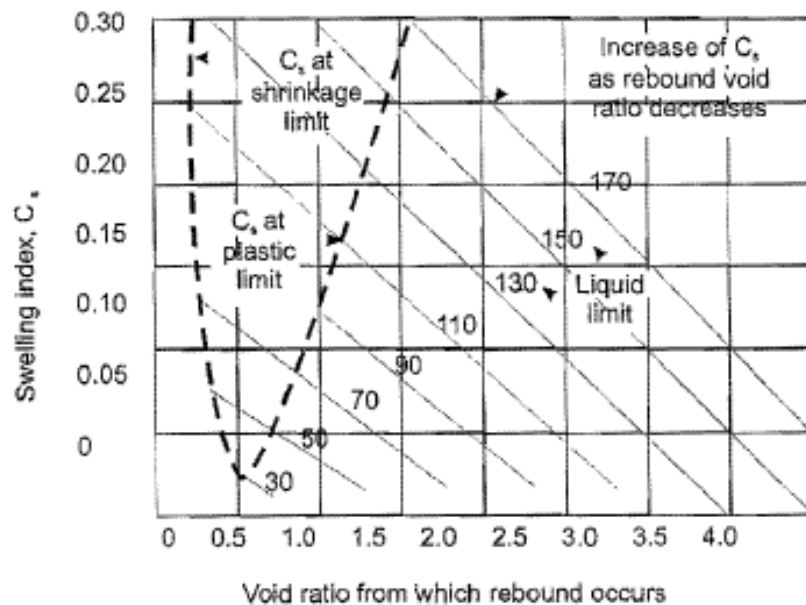


Figura 11 Correlación del índice de hinchamiento, C_s , con los límites de Atterberg y la relación de vacíos in situ para un suelo expansivo (NAVFAC DM-7, 1971)

La ecuación de una línea recta en un gráfico de semilogaritmo se puede utilizar como ecuación básica para la predicción del

levantamiento. La ecuación corresponde a las trayectorias de esfuerzo in situ proyectadas sobre el plano de esfuerzo normal neto (Figura 12).

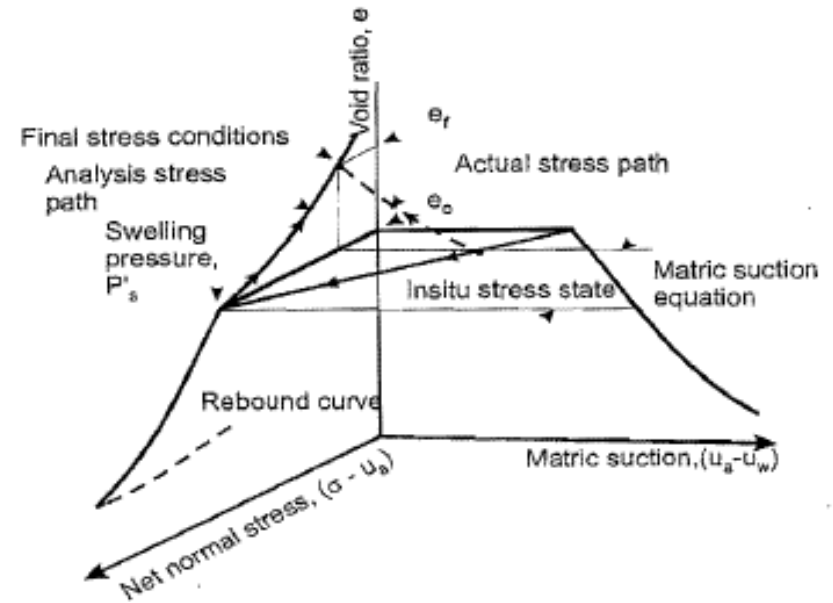


Figura 12 Esfuerzo actual in situ y línea de esfuerzos usado en el análisis de levantamiento total

La trayectoria de esfuerzos seguida durante el hinchamiento del suelo corresponde a la curva de rebote (es decir, C) desde el estado de esfuerzo inicial hasta el estado de esfuerzo final. La ecuación para la porción de rebote de la curva de hinchamiento se puede escribir de la siguiente manera:

$$\Delta e = C_s \log \left(\frac{P_f}{P_o} \right)$$

Δe = cambio en la relación de vacíos

e_0 = relación de vacíos

e_f = relación de vacíos final

C_s = Índice de hinchamiento

P_f = Estado final de esfuerzo

P_o = Estado de esfuerzos inicial o presión de hinchamiento corregida P'_s

El estado de esfuerzo inicial, P , se puede visualizar en términos de la presión de sobrecarga más el equivalente de succión matricial (ver Figura 13):

$$P_o = (\sigma_y - u_a) + (u_a - u_w)$$

Donde:

σ_y = presión total de sobrecarga

$(\sigma_y - u_a)$ presión neta de sobrecarga

$(u_a - u_w)$ succión matricial

Se puede suponer que la presión del aire de poro en el campo se mantiene en las condiciones atmosféricas. El estado de esfuerzo inicial, P_o , siempre puede tomarse como la 'presión de hinchamiento corregida', P' . El estado de esfuerzo final, P , debe tener en cuenta los cambios totales de esfuerzo y las condiciones finales de presión del agua de poro.

$$P_f = \sigma_y \pm \Delta\sigma_y - u_{wf}$$

dónde:

$\Delta\sigma_y$ = cambio en la esfuerzo total debido a la excavación o la colocación de relleno

U_{wf} = presión final del agua de poro.

Se debe realizar una estimación de las presiones finales del agua de poro como parte de la evaluación del estado de esfuerzo final (Hamilton 1969). Se pueden considerar varias posibilidades como estados razonables de presión de agua de poro a largo plazo. En primer lugar, se podría suponer que las condiciones hidrostáticas por encima y por debajo de un nivel freático estimado serían razonables. Suponer que este nivel freático se eleva hasta la superficie del suelo es la suposición más conservadora y producirá la mayor estimación del levantamiento. En segundo lugar, también se podría suponer que las succiones del suelo a lo largo de todo el perfil del suelo se disiparán hasta cero pero que no se desarrollarán presiones positivas de agua intersticial. En tercer lugar, se podría suponer que, en condiciones de equilibrio a largo plazo, las presiones del agua de poro permanecerán en un valor ligeramente negativo. Esta suposición produce la predicción más pequeña de levantamiento. Se ha observado que todas estas suposiciones relacionadas con las condiciones finales de presión del agua de poro generalmente producen estimaciones similares de levantamiento ya que la mayor parte del levantamiento ocurre en la capa superior del suelo donde el cambio de succión matricial es mayor.

La selección de las condiciones límite finales de presión de agua de poro puede variar de una ubicación geográfica a otra dependiendo de las condiciones climáticas. Por ejemplo, la succión de equilibrio debajo de la superficie de un pavimento asfáltico se ha relacionado con el índice de humedad de Thornthwaite. Sin embargo, en muchas estructuras pequeñas de ingeniería, a menudo son causas artificiales, como tuberías de agua con fugas y drenaje deficiente, las que controlan las presiones finales del agua intersticial en el suelo.

El levantamiento de una capa de suelo individual se puede escribir en términos de un cambio en la proporción de vacíos de la siguiente manera:

$$\Delta h_i = \frac{\Delta e_i}{1 + e_{oi}} h_i$$

Δh_i = levantamiento de una capa individual

h_i = espesor de la capa considerada

Δe_i = cambio en la proporción de vacíos de la capa bajo consideración

e_{oi} = relación de vacíos inicial de la capa de suelo.

El cambio en la proporción de vacíos, Δe , en la Ecuación anterior se puede escribir de la siguiente manera:

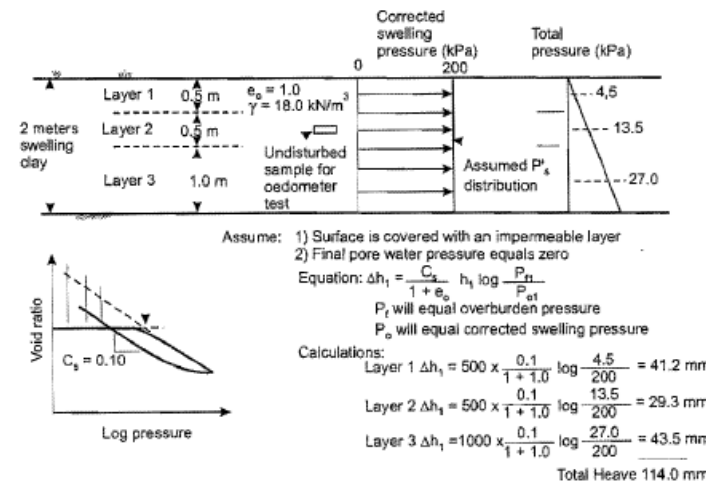
$$\Delta h_i = \frac{C_s}{1 + e_{oi}} h_i \log \frac{P_{fi}}{P_{oi}}$$

P_{fi} = estado final de esfuerzos en la capa de suelo

P_{oi} = estado inicial de esfuerzos

Ejemplo de cálculos de levantamiento

La figura siguiente ilustra los cálculos necesarios para predecir el levantamiento potencial de una capa de suelo expansivo de 2 metros. La relación de huecos inicial es 1,0, el peso unitario total es 18 kN/m² y el índice de hinchamiento, C_s , es 0,1. Sólo se realizó una prueba de edómetro en una muestra de suelo tomada a una profundidad de 0,75 m y la presión de hinchamiento medida y "corregida" fue de 200 kPa. Se supone que la presión de hinchamiento "corregida" es constante a lo largo de la capa de 2 metros y que la superficie del suelo estará cubierta con una capa impermeable como el asfalto. La succión en el suelo debajo del asfalto disminuirá con el tiempo debido a la interrupción de la evaporación y la evapotranspiración desde la superficie del suelo. Se supone que las presiones finales del agua intersticial eventualmente llegarán a cero en todas las profundidades.



La capa de 2 metros se subdivide en tres capas, siendo la capa superior la más delgada. (Normalmente se utilizarían más de 3 capas para obtener una solución precisa). La cantidad de levantamiento en cada capa se calcula considerando el punto medio de cada una de las tres capas. El estado de esfuerzo inicial, P_0 , es igual a la presión de hinchamiento "corregida" en todas las profundidades. El estado de esfuerzo final, P_f , es igual a la presión de sobrecarga. Los cálculos mostrados revelan un levantamiento total de 114 mm. Alrededor del 36% del levantamiento total ocurre en el cuarto superior de los estratos arcillosos.

Alternativas de diseño, tratamiento y remediación.

A continuación, se presentan algunas pautas generales sobre el diseño de cimientos en suelos expansivos y el control de la 'zona activa'. El concepto básico detrás del diseño de un sistema de cimentación en suelos expansivos implica prestar atención detallada al control del medio ambiente (por ejemplo, movimiento de la humedad) o al aislamiento de la estructura del movimiento del suelo. En general, no es prudente intentar resistir el movimiento impuesto por los suelos hinchados. Más bien, es mejor intentar controlar el entorno (es decir, control de la humedad) que rodea la estructura. Se dan sugerencias para el control de la humedad después de una descripción de posibles diseños de cimientos para suelos expansivos.

Tipos básicos de cimentaciones en suelos expansivos

Existen tres alternativas generales de cimentación para suelos expansivos:

- zapatas poco profundas
- un sistema de pilares y vigas, o
- losa rigidizada sobre rasante.

Las zapatas poco profundas son el tipo de cimentación más

común para estructuras livianas. Generalmente hay poco diseño de ingeniería asociado con estos cimientos y, en consecuencia, estas estructuras sufren daños cuando se colocan en suelos expansivos. A menudo es difícil convencer a los propietarios de que inicialmente se deben invertir fondos adicionales en una base adecuada colocada en suelos expansivos. Generalmente, una inversión inicial en consultoría de ingeniería resultará una inversión inteligente después de unos años.

Zapatas poco profundas para edificios con calefacción

Las cimentaciones poco profundas pueden ser económicas y brindar un servicio adecuado para ciertas estructuras en suelos con un potencial de cambio de volumen de bajo a moderado en regiones húmedas a subhúmedas. Los cimientos deben reforzarse para minimizar los efectos de los movimientos estacionales de los bordes y las superficies de apoyo no uniformes, como las que se encuentran sobre zanjas de servicio. La cimentación de la zapata extendida debe funcionar satisfactoriamente siempre que no haya efectos profundamente arraigados o a largo plazo, como cambios importantes en el nivel freático (es decir, condiciones de presión del agua de los poros) o condiciones de la vegetación. Es probable que los cimientos de zapatas poco profundos no funcionen bien en condiciones ambientales severas.

Las buenas prácticas de diseño de ingeniería incluyen

considerar las siguientes cuestiones:

- Se debe proporcionar un drenaje superficial positivo lejos de la estructura seleccionando cuidadosamente la superficie de la losa y las elevaciones de grado exteriores.
- Colocar la losa sobre un relleno granular y de libre drenaje.
- Garantizar condiciones de humedad estables y uniformes debajo y alrededor de los cimientos.
- Excluyendo la penetración profunda de las raíces debajo de la base y protegiendo contra fugas no detectadas de tuberías subterráneas.
- Prevenir la acumulación de agua a través de zanjas mal rellenadas.
- Proporcionar un aislamiento perimetral adecuado alrededor de los cimientos para eliminar gradientes térmicos pronunciados a través de suelos reactivos debajo y alrededor de los cimientos.

Otras precauciones que vale la pena considerar como parte del diseño de la superestructura incluyen:

- Utilización de estructuras flexibles, revestimientos y particiones.
- Provisión de columnas interiores de longitud ajustable y juntas deslizantes en particiones que no soportan carga para acomodar movimientos diferenciales.
- Proporcionar espacio libre para pisos y techos entre paredes y marcos exteriores de carga, dondequiera que se encuentren.

Además de las recomendaciones dadas anteriormente, los diseños de espacios de acceso requieren que se preste especial atención a las siguientes cuestiones:

- Provisión de pendientes de drenaje adecuadas para las áreas de sumideros y lechos de baldosas de drenaje dentro del espacio de acceso.
- Provisión de una cobertura adecuada del suelo en el espacio de acceso para controlar la evaporación de la humedad del suelo.
- Provisión de suministro de calor y aislamiento adecuados para evitar la penetración de escarcha debajo de las zapatas y para controlar gradientes extremos en los suelos debajo y alrededor de las unidades de cimentación. Esto es necesario para evitar la acumulación excesiva de humedad o el secado de los suelos subyacentes.
- Provisión de ventilación adecuada del espacio de acceso durante todas las estaciones para evitar la condensación sobre o dentro de los materiales estructurales en el espacio de acceso.

La magnitud de los movimientos totales, diferenciales y de inclinación de cimentaciones poco profundas dependerá de muchos factores relacionados con la zona activa y la reactividad de los suelos del sitio. Incluso para suelos con un potencial de cambio de volumen relativamente bajo, se producirá algún movimiento diferencial de las unidades de zapata perimetrales en relación con las unidades centrales. Se debe anticipar el movimiento relativo y se deben tomar medidas

para un ajuste conveniente de la longitud de las columnas que sostienen las vigas centrales y los pisos. No se recomiendan los tabiques centrales de carga colocados directamente sobre zapatas corridas a menos que se pueda incorporar un medio eficaz para ajustar la elevación de la superestructura por debajo del nivel del piso principal.

La magnitud de los movimientos totales y diferenciales que experimentan las estructuras sobre cimentaciones someras está influenciada por la descarga neta de los suelos. Este es el caso incluso en una excavación típica de sótano completo y en un edificio ligero de uno o dos pisos. Aunque las zapatas centrales pueden diseñarse para soportar cargas estructurales iguales y tener dimensiones similares para asegurar aumentos de esfuerzo similares en los suelos subyacentes, el efecto neto de descarga de área de la excavación tiene una influencia mucho más profunda. En consecuencia, los levantamientos profundos tienden a afectar las zapatas centrales mucho más que las perimetrales. La provisión de columnas ajustables es importante para estas situaciones.

Los diseñadores también deben prestar seria atención a las chimeneas, conductos de calefacción, hornos y otros equipos colocados en pisos de sótanos apoyados en el suelo. En suelos con cambios de volumen de moderados a altos, el levantamiento diferencial de los pisos del sótano probablemente se volverá excesivo y objetable para muchos ocupantes durante un período de unos pocos años después de la construcción. La mejor manera de abordar este

problema es en la etapa de diseño proporcionando un sistema estructural de piso de sótano que se extienda entre los soportes de los cimientos. También es posible proporcionar un sistema de piso ajustable que el ocupante o propietario pueda mantener fácilmente. Todos los cimientos poco profundos pueden estar sujetos a deformaciones por inclinación o asentamientos localizados causados por una reacción no uniforme del suelo a cambios de humedad o influencias localizadas, como raíces profundas de árboles, filtraciones u otras fuentes de agua localizadas.

Las vigas de nivelación y los muros de sótano, que también sirven como muros de contención para rellenos de arcilla con un potencial de hinchamiento de moderado a alto, deben diseñarse para resistir presiones horizontales del suelo de acuerdo con una presión de fluido equivalente.

Sistema de pilotes y vigas niveladas

Un sistema de cimentación de pilotes y vigas generalmente proporciona una cimentación superior a la de un sistema de zapata extendida. Los pilotes son generalmente del tipo concreto colado in situ pero también se pueden utilizar otros tipos de pilotes. Los pilotes deben extenderse por debajo de la profundidad del movimiento estacional del suelo. Un sistema de vigas a nivel soporta las cargas entre los pilares. Un sistema de losa de piso estructural unido a la viga de nivelación generalmente funciona bien. Sin embargo, una losa flotante apoyada sobre las vigas de nivelación también puede resultar

un sistema satisfactorio. La arena o grava compactada generalmente se coloca debajo de la losa del piso, pero a veces la losa flotante se coloca directamente sobre el suelo.

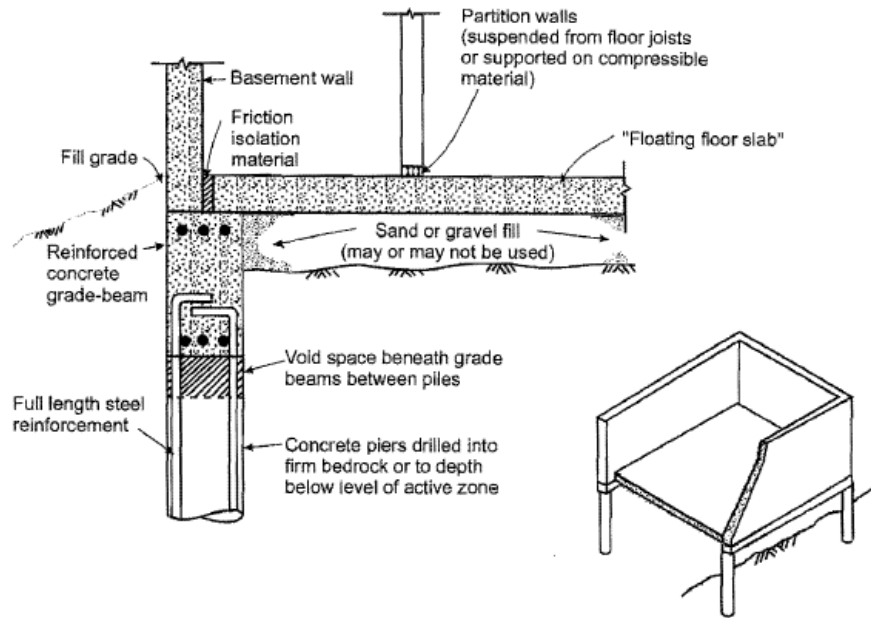


Figura 13 Disposición típica de un sistema de cimentación con pilotes perforados y vigas de nivel (Nelson y Miller, 1992)

Las buenas prácticas de diseño de ingeniería incluyen considerar las siguientes cuestiones:

- Los pilotes deben extenderse muy por debajo de la profundidad del movimiento estacional y tener suficiente profundidad para resistir el levantamiento resultante de la expansión del suelo.
- Los pilotes podrán ser de fuste recto o acampanados en su parte inferior, según se considere más adecuado a la estructura considerada.

- Los pilotes deben reforzarse para resistir las posibles fuerzas de levantamiento asociadas con la expansión del suelo en la parte superior del perfil.
- Se puede considerar la posibilidad de utilizar un material a lo largo de la parte superior del pilote que reduzca la adherencia del suelo al pilote en la parte hinchable del perfil.
- Las vigas de nivel deben estar unidas.
- Se debe dejar un espacio debajo de las vigas (es decir, entre las ubicaciones de los pilotes) para dar cabida a una posible hinchazón ascendente del suelo debajo de las vigas. La cantidad de espacio que debe dejarse debajo de la viga niveladora varía según las condiciones del suelo, pero normalmente será del orden de 150 mm (6 pulgadas) o más.
- Las precauciones mencionadas anteriormente relacionadas con el drenaje de la superficie también deben respetarse para los sistemas de pilotes y vigas rasantes.

Losas rigidizadas a nivel

En situaciones en las que una losa rígida a nivel del suelo podría considerarse como un posible tipo de cimentación, se debe contratar a un ingeniero estructural y geotécnico competente para diseñar un sistema del que se pueda garantizar un rendimiento satisfactorio.

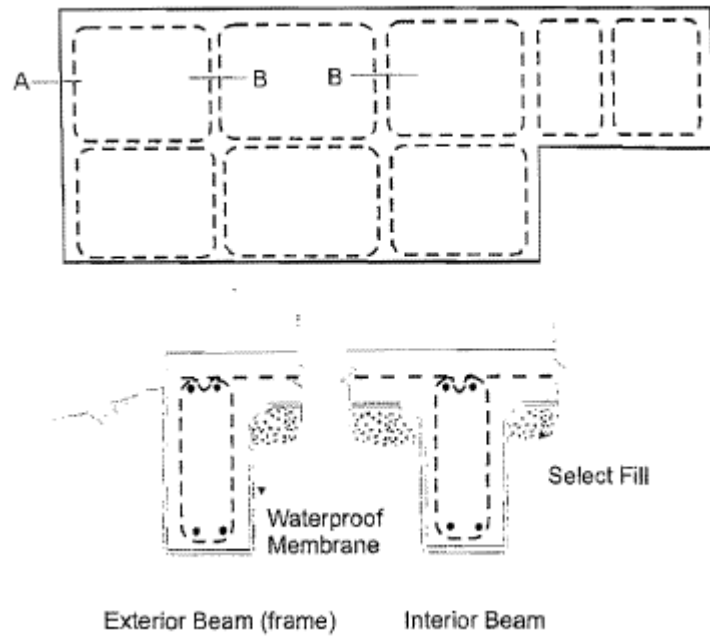


Figura 14 Disposición típica de una losa reforzada a nivel (Nelson y Miller 1992)

Las recomendaciones del Consejo Asesor de Investigación de Construcción para el diseño de losas rígidas residenciales tienen en cuenta las condiciones de movimiento del suelo amontonado y hundido. Se debe contratar a un ingeniero estructural calificado para diseñar el refuerzo necesario que debe incluirse en la losa.

Control de humedad y estabilización del suelo

Las medidas que aseguren un control del movimiento de la humedad dentro y fuera de los suelos de los cimientos deben formar parte del diseño de los cimientos. Se han utilizado numerosos procedimientos en diversas partes del mundo. Algunos de los procedimientos han demostrado ser exitosos en algunos países, pero no han proporcionado una solución exitosa en otros. Es importante contratar a un ingeniero geotécnico calificado para garantizar que las técnicas de control de humedad y estabilización del suelo se evalúen y apliquen de manera adecuada para la situación en cuestión. Hay una serie de detalles que se pueden agregar al diseño para garantizar el desempeño exitoso del sistema de cimentación. La Figura 15 muestra una plataforma de concreto colocada alrededor de una base, unida al sistema de base. Se ha descubierto que las plataformas de baja permeabilidad funcionan bastante bien para reducir el levantamiento diferencial en suelos expansivos.

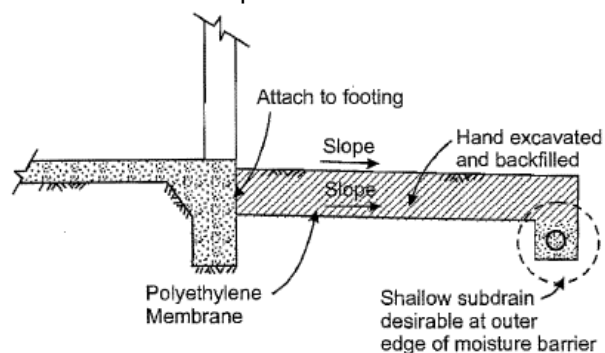


Figura 15 Detalles como una membrana (de concreto) unida al sistema de cimentación pueden ayudar a controlar la infiltración (Nelson y Miller 1992)

Algunas otras posibles técnicas de estabilización del suelo son las siguientes:

Estabilización del suelo: Muchos suelos expansivos pueden volverse esencialmente inertes mediante la adición de cal. Se pueden considerar diseños de estabilización con cal; sin embargo, en la mayoría de las situaciones será suficiente utilizar un procedimiento de modificación con cal. La modificación con cal generalmente requiere que solo se mezcle con el suelo entre un 6 y un 8 por ciento de cal. Se requieren pruebas de suelo en cada situación para determinar la cantidad de cal que se debe agregar. La decisión sobre la cantidad apropiada de cal a agregar se puede basar en la reducción del índice de plasticidad como resultado de la adición de cal. Cabe señalar que agregar cal al suelo puede no ser una opción potencial en muchas situaciones debido a la naturaleza tóxica de la cal.

Quitar y reemplazar: en algunas situaciones donde el suelo expansivo es relativamente poco profundo, es posible excavar y reemplazar el suelo expansivo. La rentabilidad de esta opción generalmente determinará si es una opción que debe considerarse o no.

Mezcla para homogeneización: Es la naturaleza altamente heterogénea de los depósitos de suelos expansivos lo que da

lugar a movimientos diferenciales del suelo que son esencialmente iguales a los movimientos totales del suelo. Sin embargo, la excavación de un depósito de suelo seguida de la posterior recompactación de los suelos dará como resultado movimientos del suelo reducidos y más uniformes. El uso del mezclado y recompactación de un depósito de suelo debe realizarse bajo la supervisión de un ingeniero geotécnico calificado. Se debe llevar a cabo un programa de pruebas de laboratorio para verificar que la excavación y la recompactación producirán los resultados previstos.

Prehumedecimiento: En teoría, el potencial de hinchamiento de un suelo se puede eliminar remojando el suelo antes de la construcción. Sin embargo, esta práctica puede no producir resultados satisfactorios. Parecería que esta práctica se ha utilizado con éxito en algunas partes del mundo, pero probablemente hay más situaciones en las que no ha tenido éxito. El problema parece surgir de la dificultad de obtener una humectación uniforme del suelo. Si el suelo está agrietado cerca de la superficie del suelo, parece que los suelos expansivos en la parte superior del perfil se hinchan y luego no es posible que se produzca más humectación en un período de tiempo razonable.

Una vez finalizada la construcción, la humedad del suelo suele sufrir un lento proceso de redistribución con el resultado de que la estructura sufre deterioro. La técnica de prehumedecimiento sólo debe utilizarse después de un estudio exhaustivo bajo la supervisión de un ingeniero geotécnico

calificado.

Estabilización química: existen productos químicos distintos de la cal que se pueden utilizar para estabilizar un suelo expansivo. Estos químicos pueden ser sales, enzimas u otros químicos. Es importante que un ingeniero geotécnico calificado estudie y evalúe minuciosamente el efecto de la adición de cualquier producto químico en particular sobre el comportamiento del suelo antes de su uso.

Recarga: Colocar una carga, como un relleno inerte, sobre un suelo expansivo puede reducir significativamente el potencial de cambio de volumen. La cantidad de carga aplicada dependerá de la presión de hinchamiento del suelo. La mayor cantidad de hinchazón generalmente ocurre cerca de la superficie del suelo. En consecuencia, un relleno inerte puede ser bastante eficaz para reducir la hinchazón aunque probablemente no elimine la cantidad total de hinchazón. Un ingeniero geotécnico calificado debe evaluar la cantidad de carga que sería necesario aplicar para una situación particular.

Barreras capilares: una barrera capilar es un material de grano más grueso, como limo, arena o grava, colocado sobre el suelo expansivo. Normalmente, un material de grano grueso se considera un material altamente permeable que simplemente permitirá que el agua alcance el suelo expansivo, con el resultado de que se producirá hinchazón. Sin embargo, el coeficiente de permeabilidad puede ser extremadamente bajo cuando un material de grano grueso tiene un bajo grado

de saturación. La capacidad de almacenamiento de agua de una serie de capas de suelo más finas o más gruesas puede hacerse bastante grande. Esta forma de barrera capilar puede ser extremadamente efectiva para reducir la cantidad de agua que llega al suelo expansivo al almacenar la humedad infiltrante cerca de la superficie, donde puede liberarse nuevamente a la atmósfera por evapotranspiración. La barrera capilar debe diseñarse de manera que tenga el valor de entrada de aire y las propiedades de almacenamiento adecuados para la situación en cuestión. El diseño de la barrera capilar debe ser consistente con las condiciones climáticas y de drenaje del sitio. Los barreradores capilares se han utilizado eficazmente alrededor de estructuras de ingeniería ligera para reducir la cantidad de estrés en la estructura.

Referencias

Fredlund, D.G. (1969). Consolidometer Test Procedural Factors Affecting Swell Properties. Proceedings of the Second International Conference on Expansive Clay Soils, Texas A and M, College Station, Texas, pp. 435-456.

Fredlund D.G. and Krahn, J. (1977). Comparison of Slope Stability Methods of Analysis. Canadian Geotechnical Journal, Vol 14, No.3, pp. 429-439

Fredlund, D.G., Hasan, J.U., & Filson, H.L. (1980). The Prediction of Total Heave. Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils, Denver, CO., ASCE, pp. 1-17.

Fredlund, D.G. (1983). Prediction of ground movements in swelling clays. presented at the 31st Annual Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference (ASCE) Invited Lecture, Minneapolis, MN

Fredlund, D.G. (1987). The Prediction and Performance of Structures on Expansive Soils. Keynote Address, International Symposium on Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, Calgary, Canada, June 17-19, Ed. by RC. Joshi and FJ. Griffiths, pp. 51-60.

Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, New York, N.Y., 517 p.

Hamilton, J.J. (1969). Effects of Environment on the Performance of Shallow Foundations. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, No.1, pp. 65-80.

Hamilton, J.J. (1977), Foundations on Swelling or Shrinking Subsoils. Canadian Building Digest, (CBD) 184, Division of Building Research, National Research Council, Ottawa, ON, Canada, 4 p.

Holtz, W.G. and Gibbs, H.J. (1956), Engineering Properties of Expansive Soils. Transactions of ASCE, Vol. 121, pp.641-663.

Jones, D.E. and Holtz, W. G. (1973), Expansive Soils Hidden Disaster. Civil Engineering, ASCE, New York, N.Y., pp.87-89.

Klute, A. (1986), Methods of Soil Analysis, Part 1 -Physical and Mineralogical Methods. Second Edition, Agronomy, No.9, Part 1, American Society of Agronomy, Soil Science Society of America, Madison, Wisconsin, U.S.A., 1188 p.

Krohn, J.P. and Slosson, I.E. (1980), Assessment of Expansive Soils in United States. Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils, ASCE, Denver, CO, pp. 596-608.

McKeen, R.G. and Hamberg, J. (1981), Characterization of expansive soils. Research Record No. 790, Transportation Research Board, pp. 73-78.

McKeen, R.G. and Nielsen, I.P. (1978), Characterization of Expansive Soils for Airport Pavement Design. U.S. Dept. of Transportation, Federal Aviation Administration, Report No. FAA-120-78-59.

Mitchell, J.K (1993), Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley and Sons, New York, N.Y., 422 p.

NAVFAC (1971), Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, Design Manual. NAVFAC DM-7, Naval Facilities Engineering Command, Department of the Navy, Bureau of Yards and Docks, Washington, DC.

Nelson, J.D. and Miller, D.J. (1992), Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering. John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

O'Neill, M.W. y Poormoayed, N. (1980), Metodología para cimentaciones en suelos expansivos. Revista de la División de Ingeniería Geotécnica, ASCE, vol. 106, GT12, págs. 1345-1367.

Quigley, R.M. (1980). Geology, Mineralogy and Geochemistry of Canadian Soft Soils: A Geotechnical Perspective. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, No.2, pp. 261-285.

Seed, H.B., Woodward, R.I. Jr., and Lundgren, R. (1962), Prediction of swelling potential for compacted clays. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, No. 88,

(SM3), pp. 53-87.

Skempton, A.W. (1953), The Colloidal Activity of Clays. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Switzerland, Vol. 1, pp. 57-61.

Thomthwaite, C.W. (1948), An Approach Towards a Rational Classification of Climate. Geographical Rev., Vol. 38, pp. 55-94.

Van der Merwe, D.H. (1964), The prediction of Heave from plasticity Index and Percent Fraction of Soils. Civil Engineering in South Africa, Vol. 6, N° 6, pp. 103-107.

Wilson, G.W., Fredlund, D.G. y Barbour, S.L. (1991), The Evaluation of Evaporative Fluxes from Soil Surfaces for Problems in Geotechnical Engineering. Actas de la Conferencia Geotécnica Canadiense, Calgary, AB., 29 de septiembre al 29 de octubre. 2, págs. 68,1-68,9.