



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DE UNA
CIMENTACIÓN EN ARCILLA EXPANSIVA**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

**INGENIERÍA CIVIL
(GEOTECNIA)**

PRESENTA:

RAÚL BELTRÁN MARTÍNEZ

DIRECTOR DE TESIS:

M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2009





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente : **Dr. Rivera Constantino Rigoberto**

Secretario : **Dr. Trueba López Venancio**

Vocal : **M.I. Deméneghi Colina Agustín**

1^{er} Suplente : **Marín Córdova Salvador**

2^{do} Suplente : **Dr. Simpser Dubovoy Boris**

Lugares donde se realizó la tesis:

Ciudad Universitaria, México DF

IMT Instituto Mexicano del Transporte, Santiago de Querétaro

TUTOR DE TESIS:

M.I. Deméneghi Colina Agustín

Firma

AGRADECIMIENTOS:

GRACIAS AL APOYO DE MIS PADRES EN TODAS Y CADA UNA DE LAS ETAPAS DE MI VIDA, POR SU AMOR Y COMPRENSIÓN.

A MIS HERMANOS POR TODO LO VIVIDO.

A MI ESPOSA POR SU APOYO INCONDICIONAL.

A TODOS MIS AMIGOS Y PERSONAS QUE HAN SIDO PARTE MUY IMPORTANTE EN MI VIDA.

AL ING. AGUSTÍN DEMÉNEGHI C. POR LA ASESORIA PARA LA REALIZACIÓN DE ESTE TRABAJO.

AGRADEZCO AL INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE, IMT, EN ESPECIAL AL LABORATORIO DE INFRAESTRUCTURA EL APOYO PARA REALIZAR GRAN PARTE DE ESTE TRABAJO.

GRACIAS A LA UNIVERSIDAD, FORTALEZADORA DEL ESPIRITU Y ALMA.

“DISEÑO GEOTECNICO Y ESTRUCTURAL DE UNA CIMENTACIÓN EN ARCILLA EXPANSIVA”

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVO	2
1 MARCO TEORICO	4
1.1 <u>Naturaleza de los suelos expansivos</u>	4
1.1.1 Origen	5
1.1.2 Estructura	5
1.1.3 Clasificación de las arcillas	8
1.1.4 Físico-química de las arcillas	10
1.1.4.1 Estado coloidal	10
1.1.4.2 Capacidad de intercambio cationico	11
1.1.4.3 Capacidad de absorción	12
1.1.4.4 Hidratación e hinchamiento	13
1.1.4.5 Plasticidad	13
1.1.5 Propiedades físicas de los suelos expansivos	14
1.1.5.1 Contenido de agua	14
1.1.5.2 Peso específico seco	15
1.1.5.3 Propiedades índice	15
1.1.5.4 Correlaciones entre propiedades índice y suelos expansivos	16
1.1.6 El Agua en suelos expansivos	20
1.2 <u>Identificación de los suelos expansivos.</u>	21
1.2.1 Identificación mineralógica	21
1.2.2 Identificación a través de propiedades índice	22
1.2.2.1 Límites de Atterberg	23
1.2.2.2 Contracción lineal	23
1.2.2.3 Expansión libre	24
1.2.2.4 Contenido coloidal	24

1.3 <u>Clasificación de suelos expansivos</u>	25
1.3.1 Métodos directos	25
1.3.1.1 Método USBR	25
1.3.1.2 Método de la actividad	27
1.3.2 Métodos indirectos	29
1.3.2.1 Método de la actividad (PVC)	29
1.3.2.2 Método del intercambio catiónico	29
1.3.2.3 Índice de expansión libre	30
1.3.2.4 Coeficiente lineal de extensibilidad (COLE)	31
2 RELACIÓN AGUA-SUCCIÓN	32
2.1 <u>Estado del agua en el suelo</u>	32
2.2 <u>Succión en un suelo parcialmente saturado</u>	34
2.2.1 Succión total	36
2.2.2 Coeficientes osmóticos	39
2.2.3 La succión matricial y osmótica	40
2.2.3.1 Potencial de presión (succión mátrica)	40
2.2.3.2 Potencial osmótico (succión osmótica)	41
2.3 <u>Metodologías para determinar la succión.</u>	42
2.3.1 Técnica traslación de ejes	43
2.3.2 Método de papel filtro	46
2.4 <u>Relación succión-humedad. Curva característica suelo-agua (SWCC)</u>	52
2.4.1 Curvas características suelo-agua determinadas con $w \times I_p$ y D_{60}	55
2.4.2 Aplicaciones de la curva característica suelo-agua	58
2.4.2.1 Permeabilidad	59
2.4.2.2 Esfuerzo cortante	60

3 CAPACIDAD DE CARGA	61
<u>3.1 Capacidad de carga última de un suelo saturado</u>	61
3.1.1 Efecto de la forma de la cimentación	64
3.1.2 Capacidad de carga resistente. Factores de resistencia	65
3.1.3 Presión última sobre el terreno. Factores de carga.	65
<u>3.2 Capacidad de carga en un suelo no saturado</u>	66
4 CAMBIO DE VOLUMEN EN SUELOS EXPANSIVOS	69
<u>4.1 Relación entre cambio de volumen y esfuerzo efectivo en la succión del suelo</u>	69
4.1.1 Esfuerzo efectivo en suelos no saturados	69
4.1.2 Limitaciones para el uso de ecuaciones de esfuerzo efectivo en suelos no saturados	76
<u>4.2 Comportamiento volumétrico</u>	77
4.2.1 Compresión a humedad constante	77
4.2.2 Expansión bajo carga constante	80
4.2.3 Presión de expansión a volumen constante	81
4.2.4 Función de esfuerzo efectivo para cambio de volumen	82
<u>4.3 Profundidad zona activa</u>	83
4.3.1 Perfil de succión final del suelo	84
4.3.2 Historia y estado de esfuerzos del suelo in situ	86
<u>4.4 Presión de expansión</u>	88
4.4.1 Norma ASTM 4546-96	88
5 ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS DE UNA ARCILLA	92
<u>5.1 Deformaciones de un suelo parcialmente saturado</u>	92
5.1.1 Cálculo de deformación por incremento de carga externa	94

5.1.2 Cálculo de deformación debida a la absorción de agua en las partículas de arcilla	96
5.2 <u>Interacción suelo-estructura</u>	99
5.2.1 Antecedentes generales	100
5.2.2 Módulo de reacción del suelo K	103
5.2.3 Interacción estática suelo-estructura (IESE)	104
5.2.4 IESE en cimentaciones someras	105
5.2.5 Soluciones a la IESE	107
5.3 <u>Ejemplo de aplicación</u>	109
5.3.1 Caracterización del suelo utilizado.	109
5.3.2 Ensayes de clasificación geotécnica	110
5.3.2.1 Límites de plasticidad	110
5.3.2.2 Determinación de la cantidad de suelo más fino que 0,075 mm (malla No.200)	110
5.3.2.3 Gravedad específica de los sólidos	110
5.3.3 Ensayes de expansión	110
5.3.3.1 Equipo de presión de expansión Geonor	111
5.3.3.2 Resultados de ensayos de expansión en ódometros	116
5.3.3.3 Resultados de expansión en equipo Geonor	119
5.3.4 Determinación de los parámetros As y Ba	120
5.4 <u>Interacción suelo- estructura de una zapata corrida en un suelo expansivo.</u>	121
5.5 <u>Descripción del programa de interacción suelo-estructura en Arcilla Expansiva, Análisis Lineal.</u>	125
5.5.1 Desarrollo de Programa interacción suelo-estructura, análisis lineal.	126
5.5.2 Resultados de programa interacción suelo-estructura, análisis lineal.	130
5.6 <u>Diseño Estructural</u>	135

5.7 <u>Consideraciones generales para la construcción</u>	141
5.7.1 Medidas Preventivas de la expansión previas a la construcción	141
5.7.2 Medidas de reducción de la expansión después de la construcción	144
5.7.3 Drenaje.	145
6 CONCLUSIONES	149
ANEXOS	151
ANEXO I. LISTADO DE PROGRAMA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.	151
ANEXO II. MÉTODO FREDLUND Y RAHARDJO (1993)	168
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	175

INTRODUCCIÓN

Desde sus inicios la mecánica del suelo ha concedido más énfasis al estudio de los suelos saturados. Hoy en día se tiene un conocimiento muy bueno del comportamiento de los suelos saturados, mediante modelos mecánicos que permiten explicar de forma conjunta muchos comportamientos de resistencia, deformación volumétrica y al corte, etc. Sin embargo, existe una mayor escasez de información y conocimientos en el campo de los suelos parcialmente saturados. Es posible que este hecho sea debido a la gran ocurrencia de suelos saturados sedimentarios, en países con clima templado. También por el descubrimiento de la ley de esfuerzos efectivos de Terzaghi, que permite explicar de una forma sencilla el comportamiento de los suelos saturados. Sin embargo, existen condiciones en las que no se alcanza la saturación. Es más, los suelos parcialmente saturados son los más frecuentes en muchas regiones áridas y semiáridas. Gran parte de los comportamientos que experimenta un suelo parcialmente saturado están relacionados con la deformación volumétrica, por este motivo es por el que se han desarrollado fórmulas y modelos que tratan de explicar esta faceta de su comportamiento. Por otra parte hay una gran diversidad de suelos parcialmente saturados, muchos de ellos con características o comportamientos particulares, como arcillas expansivas muy plásticas (con expansiones y retracciones en ciclos de mojado y secado), depósitos aluviales (suelos colapsables cuando presentan una estructura abierta), aluviales y eólicos, suelos compactados, etc. Muchos de estos problemas se han tratado de resolver y estudiar por separado como un problema especial, sin embargo, se ha propuesto un estudio global de dichos suelos, desde la perspectiva del comportamiento controlado por la succión, como nexo de unión entre los suelos parcialmente saturados.

OBJETIVO

El presente trabajo es el resultado de una investigación experimental en laboratorio, en el campo de la Mecánica de Suelos, para estimar los movimientos de una arcilla expansiva del Valle de Querétaro tomando como marco teórico el análisis de las deformaciones de un suelo parcialmente saturado. Se estudia la influencia de los cambios de humedad en una arcilla expansiva proveniente del Valle de Querétaro en la época de estiaje, sometiéndola a pruebas de expansión en odómetros convencionales, obteniéndose los parámetros necesarios para calibrar un modelo matemático que permite estimar los movimientos producidos por el incremento de carga externa y a la absorción de agua en las partículas de arcilla. Estos movimientos posteriormente se cargan en un programa de cómputo que además de realizar la interacción suelo-estructura, arroja los elementos mecánicos necesarios para el diseño estructural de una zapata corrida cimentada en dicha arcilla.

En el primer capítulo se expone lo referente a la naturaleza, identificación y clasificación de los suelos expansivos.

En el Capítulo 2 se presenta el marco teórico al respecto de la influencia del agua en la succión de un suelo parcialmente saturado.

En el Capítulo 3, se establece el análisis de la capacidad de carga de un suelo no saturado.

Para analizar el comportamiento del cambio de volumen en un suelo expansivo, en el Capítulo 4 se mencionan las limitaciones del uso de las ecuaciones de esfuerzo efectivo en los suelos no saturados, así como el comportamiento volumétrico bajo carga constante.

En el Capítulo 5 se describe la estimación de los movimientos de un suelo parcialmente saturado por incrementos de esfuerzos y por las variaciones de la succión dentro de un suelo al pasar de la época de estiaje al periodo de lluvias.

Se realiza la caracterización el material utilizado y los resultados obtenidos en las pruebas de expansión en odómetros convencionales y en el equipo Geonor, así como la estimación de los movimientos de la arcilla expansiva y su evaluación en un programa de cómputo para la realización de la interacción suelo-estructura para así diseñar estructuralmente una zapata corrida cimentada en dicha arcilla.

Por último, las conclusiones derivadas de este trabajo se presentan en el Capítulo 6. Al final de esta tesis se reportan las referencias utilizadas y se anexa el listado del programa de cómputo utilizado para la realización de la interacción suelo-estructura.

1. MARCO TEÓRICO

1.1 Naturaleza de los suelos expansivos.

Un suelo expansivo es aquel que es susceptible de sufrir cambios volumétricos por cambios de humedad. Puede decirse que los suelos expansivos son un fenómeno que se presenta en un suelo arcilloso con mineral montmorillonita y en condiciones ambientales que dan pie a la reducción de humedad ya sea por evaporación o evapotranspiración de la vegetación. Los suelos expansivos son abundantes donde la evapotranspiración es mayor que la precipitación

Los asentamientos que sufren las estructuras debido a las deformaciones que provocan los elementos de carga sobre el suelo que las soporta, fueron identificados, generalmente, como las causas de daños en las estructuras, sin embargo, las estructuras no solamente pueden presentar daños por asentamientos sino también por expansiones de los suelos.

El fenómeno capilar que se presenta en los suelos es una causa del aumento de los esfuerzos efectivos (intergranulares). Cuando en un suelo, como las arcillas, se pierde el agua por un proceso de evaporación, se genera la tensión capilar que provoca la contracción del suelo. Una vez que el suelo ha disminuido su volumen por secado también podrá aumentar dicho volumen si se restituye el agua a dicho suelo, lo cual reducirá el efecto de la tensión capilar.

En realidad, los suelos arcillosos experimentan variaciones de volumen según el contenido de humedad, correlativas con las variaciones de la presión de poro y con los esfuerzos efectivos.

Estas variaciones serán tanto más importantes como cuanto mayor sea la proporción de partículas inferiores de $2\mu\text{m}$, y también en la medida en que sea más activa la especie

mineralógica componente de esta fracción en lo que se refiere a los efectos de concentración catiónica sobre las fuerzas de repulsión entre las partículas de arcillas.

Las arcillas expansivas son más bien un fenómeno que se origina en la conjugación de un terreno arcilloso con ciertas condiciones ambientales que provoquen cambios apreciables de humedad.

1.1.1 Origen

Donalson (1969) clasificó en dos grupos los materiales que pueden dar origen a los suelos expansivos.

- El primer grupo lo componen las rocas ígneas básicas, tales como basaltos y los gabros. En los suelos expansivos los minerales como el feldespato y el piroxeno de las rocas madre, se descomponen para formar la montmorillonita y otros minerales secundarios.
- El segundo grupo comprende las rocas sedimentarias que contienen montmorillonita como constituyente, el cual se desintegra mecánicamente para formar suelos expansivos.

1.1.2 Estructura

Las arcillas se producen debido a la descomposición química de minerales (principalmente silicatos), que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas. Están constituidas fundamentalmente por silicatos de aluminio hidratados, además de silicatos de magnesio, hierro y otros metales, también hidratados, cuya estructura cristalina está bien definida.

Los átomos que constituyen las arcillas están dispuestos en forma de láminas. Existen dos variedades de dicha disposición: la silícica y la alumínica.

La disposición en lámina silícica está constituida por un átomo de silicio y cuatro de oxígeno ordenados en forma de tetraedro, como muestra la Fig. (1.1.a), que se agrupan en unidades hexagonales las cuales se repiten indefinidamente constituyendo una redícula laminar. La unión entre cada tetraedro se realiza por medio de un átomo de oxígeno, como ilustra la Fig. (1.1.b).

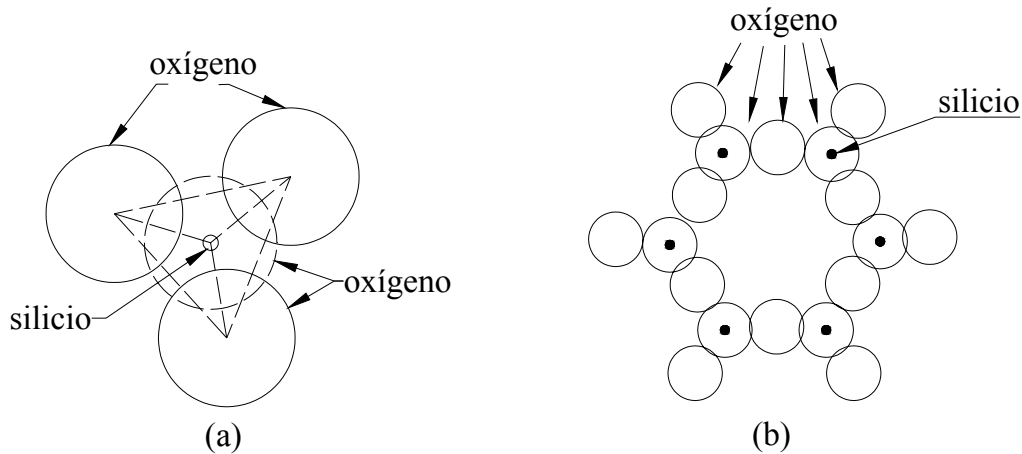


Fig.1.1 Disposición en lámina silícica.

En la disposición en láminas alumínicas, un átomo de aluminio está rodeado por seis de oxígeno formando un octaedro. El enlace de unión que forma la redícula es un átomo de oxígeno (Fig. 1.2).

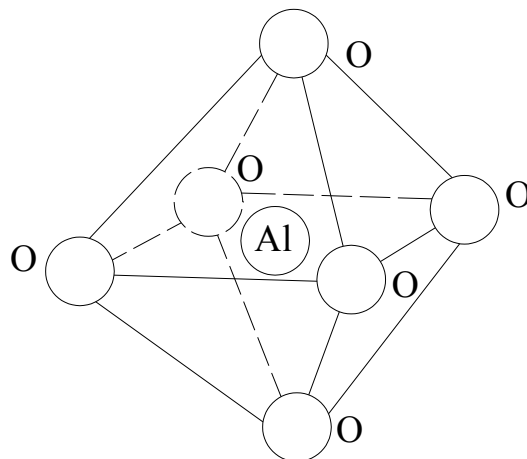


Fig.1.2 Disposición de una lámina alumínica.

La forma de la estructura de las arcillas proporciona a las partículas un área superficial muy grande, la que será la responsable del grado de cohesión de estos suelos.

La estructura interna que presentan los suelos es un aspecto de gran importancia en el comportamiento mecánico de éstos. Así, por ejemplo, bajo mismas condiciones de carga, para un suelo con una estructura abierta se produce un colapso durante el mojado del suelo, sin embargo, para el mismo suelo y condiciones de carga, pero con una estructura más compacta se puede producir una expansión al mojarlo.

Inicialmente se trató de explicar el comportamiento de las arcillas con base a la consideración de que tuvieran una estructura floculada, o una estructura dispersa, aplicando la teoría de la capa doble difusa. Sin embargo estos conceptos fueron desarrollados para dispersiones coloidales, y no pueden ser aplicados más que en casos muy particulares, como por ejemplo, en arcillas marinas. La teoría de la capa doble difusa trata de explicar las fuerzas de los contactos en función del tipo de estructura floculada (del tipo abierta, con numerosos contactos cara-borde) o dispersa. Teniendo en cuenta esta teoría, las caras de las partículas de arcilla están cargadas negativamente, mientras que los bordes, positiva y negativamente; de este modo se generan los contactos cara-borde o borde-cara.

En la actualidad se considera la estructura interna del suelo, de forma simplificada, teniendo en cuenta tres tipos de elementos (Alonso *et al*, 1987) que son: partículas elementales, agregados de partículas, y poros. A partir de estos elementos se pueden establecer tres estructuras fundamentales (Fig.1.3), que simplifican el conjunto de todas las estructuras posibles. Cuando las partículas elementales están distribuidas de forma homogénea se considera una estructura de tipo matricial, con granos de arena rodeados de partículas arcillosas elementales creando una matriz. A veces las partículas elementales están agrupadas como si fueran un grano de tamaño mayor. En este caso se dice que hay una microestructura de agregados. Finalmente puede considerarse una estructura de grano

de arena con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos, sin partículas de arcilla.

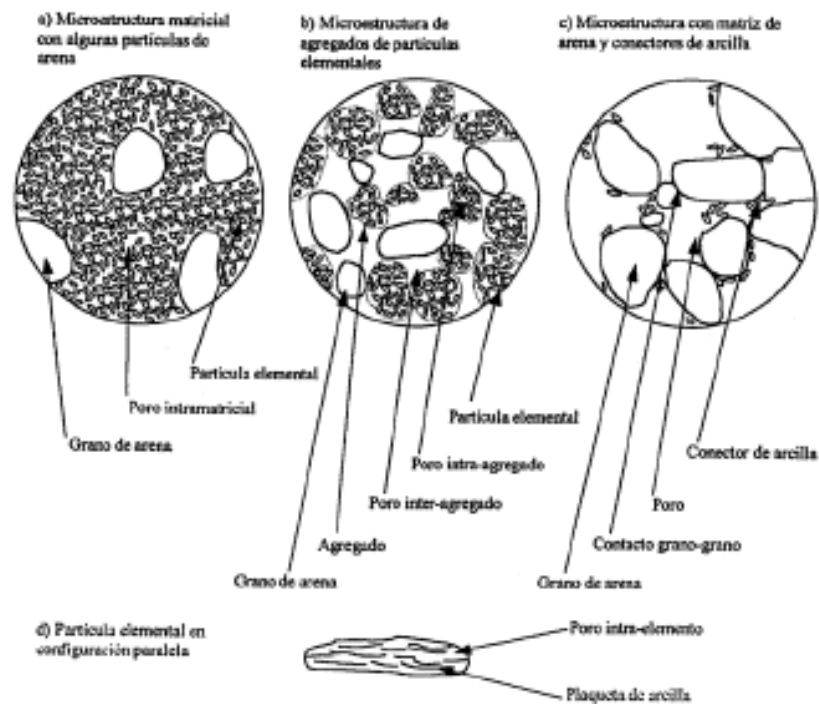


Fig. 1.3 Estructura del suelo (adaptado de Alonso et al, 1987)

En los suelos de estructura matricial, cuando se mojan, se expanden debido al aumento de volumen de las partículas de arcilla que constituyen la matriz. Del mismo modo, cuando se les somete a un aumento de la succión, reducen su volumen. Este último fenómeno no se produce en un suelo con estructura de agregados, ya que, al aumentar la succión, también se incrementa la resistencia de los contactos entre agregados. Se reduce un poco el volumen de los agregados, pero la estructura no retrae, y la variación de volumen global es pequeña.

1.1.3 Clasificación de las arcillas

Atendiendo a los minerales que con mayor frecuencia se encuentran en las arcillas naturales y de acuerdo a su estructura cristalina, se puede hacer la siguiente clasificación:

Caolinitas. Se forman por superposición indefinida de láminas alumínicas y silícicas. La unión entre partículas es muy fuerte de tal modo que no permite la penetración de moléculas de agua entre ellas. Presentan poca actividad superficial y sus propiedades coloidales no son favorables para su uso como fluidos de perforación.

Illitas. Estas arcillas se forman por las superposiciones indefinidas de una lámina alumínica entre dos silícicas. En su constitución interna se forman grumos de material que ocasionan una reducción del área expuesta al agua, lo que limita su propiedad de expandirse. Tampoco son recomendables como materiales para la elaboración de lodos de perforación.

Montmorillonitas. Su estructura es análoga a la de las illitas, pero su unión es más débil de modo que se permite la introducción de agua en su estructura, lo que ocasiona un aumento en el volumen de los cristales que se traduce en una expansión del suelo. Las montmorillonitas poseen una gran actividad superficial en sus partículas coloidales, lo que puede variar sus propiedades físicas de un tipo a otro, como en el caso de la montmorillonita cálcica y sódica.

Las características importantes de los grupos de minerales radican en sus propiedades físico-químicas. Dichas propiedades derivan, principalmente, de:

1. Su extremadamente pequeño tamaño de partícula (inferior a 2 μm)
2. Su morfología laminar (filosilicatos)
3. Las sustituciones isomórficas, que dan lugar a la aparición de carga en las láminas y a la presencia de cationes débilmente ligados en el espacio interlaminar.

Como consecuencia de estos factores, presentan, por una parte, un valor elevado del área superficial y, a la vez, la presencia de una gran cantidad de superficie activa, con enlaces no saturados. Por ello pueden interaccionar con muy diversas sustancias, en especial compuestos polares, por lo que tienen comportamiento plástico en mezclas arcilla-agua con

elevada proporción sólido/líquido y son capaces en algunos casos de hinchar, con el desarrollo de propiedades reológicas en suspensiones acuosas.

Por otra parte, la existencia de carga en las láminas se compensa, como ya se ha citado, con la entrada en el espacio interlaminar de cationes débilmente ligados y con estado variable de hidratación, que pueden ser intercambiados fácilmente mediante la puesta en contacto de la arcilla con una solución saturada en otros cationes, a esta propiedad se le conoce como capacidad de intercambio catiónico.

1.1.4 Físico-química de las arcillas

En los suelos de grano fino, las fuerzas que mayor influencia tienen en su comportamiento son las que se desarrollan en su superficie, tales como las del tipo electromagnético. La superficie de cada partícula de arcilla posee carga eléctrica negativa, la cual atrae a los iones positivos del agua (ion hidrógeno) y a diferentes cationes de otros elementos químicos como el potasio, calcio, magnesio y aluminio; la magnitud de esta atracción depende de la intensidad de la carga, y de la estructura y composición de la arcilla.

Las propiedades físicas de la arcilla derivan del tipo de catión que atraiga. En la película superficial de los cristales de arcilla se pueden intercambiar cationes; así, por ejemplo, en una arcilla que contenga en su película superficial cationes de hidrógeno éstos pueden ser sustituidos por cationes de sodio si se hace circular a través de su masa agua con sales de sodio en disolución. El tipo de catión absorbido le dará un espesor a la película superficial, lo que influye en las propiedades de plasticidad y resistencia del suelo.

1.1.4.1 Estado coloidal

Se dice que una sustancia se encuentra en estado coloidal cuando la actividad superficial de sus granos influye sobre las propiedades del agregado.

Las partículas en suspensión de una arcilla se encuentran cargadas negativamente por lo cual se repelen entre ellas. Sin embargo, si se someten a la acción de un electrolito, las cargas negativas se neutralizan y se produce una agrupación de las partículas formando lo que se denomina una estructura floculenta. Dependiendo de la sustancia adicionada, la estructura floculenta puede dar origen a dos tipos de coloides: los hidrófilos, que absorben agua, se hinchan y coagulan de gel, y los hidrófobos, que no absorben agua y coagulan en forma de copos. Las arcillas coloidales se sitúan como un producto intermedio entre estos dos tipos.

La concentración de iones hidrógeno (pH) tiene un papel importante en la floculación. Al tener las suspensiones un carácter electronegativo, los ácidos y las sales provocan su floculación por tener un pH bajo, y ante la presencia de sustancias alcalinas, con un pH elevado, se produce una estabilización de la suspensión.

1.1.4.2 Capacidad de Intercambio catiónico

Es una propiedad fundamental de las esmectitas (montmorillonitas). Son capaces de cambiar, fácilmente, los iones fijados en la superficie exterior de sus cristales, en los espacios interlaminares, o en otros espacios interiores de las estructuras, por otros existentes en las soluciones acuosas envolventes. La capacidad de intercambio catiónico (CEC) se puede definir como la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede adsorber a un determinado pH. Es equivalente a la medida del total de cargas negativas del mineral. Estas cargas negativas pueden ser generadas de tres formas diferentes:

- Sustituciones isomórficas dentro de la estructura.
- Enlaces insaturados en los bordes y superficies externas.
- Disociación de los grupos hidroxilos accesibles.

El primer tipo es conocido como carga permanente y supone un 80% de la carga neta de la partícula; además es independiente de las condiciones de pH y actividad iónica del medio. Los dos últimos tipos de origen varían en función del pH y de la actividad iónica. Corresponden a bordes cristalinos, químicamente activos y representan el 20% de la carga total de la lámina.

A continuación se muestran algunos ejemplos de capacidad de intercambio catiónico (en meq/100 g):

Caolinita: 3-15

Halloisita: 10-40

Illita: 10-50

Clorita: 10-50

Vermiculita: 100-200

Montmorillonita: 80-200

Sepiolita-paligorskita: 20-35

1.1.4.3 Capacidad de absorción

La capacidad de absorción está directamente relacionada con las características texturales (superficie específica y porosidad) y se puede hablar de dos tipos de procesos que difícilmente se dan de forma aislada: absorción (cuando se trata fundamentalmente de procesos físicos como la retención por capilaridad) y adsorción (cuando existe una interacción de tipo químico entre el adsorbente, en este caso la arcilla, y el líquido o gas adsorbido, denominado adsorbato).

La capacidad de absorción se expresa en porcentaje de adsorbato con respecto a la masa y depende, para una misma arcilla, de la sustancia de que se trate. La absorción de agua de arcillas absorbentes es mayor del 100% con respecto al peso.

1.1.4.4 Hidratación e hinchamiento

La hidratación y deshidratación del espacio interlaminar son propiedades características de las esmectitas (montmorillonitas). Aunque hidratación y deshidratación ocurren con independencia del tipo de catión de cambio presente, el grado de hidratación sí está ligado a la naturaleza del catión interlaminar y a la carga de la lámina.

La absorción de agua en el espacio interlaminar tiene como consecuencia la separación de las láminas dando lugar al hinchamiento. Este proceso depende del balance entre la atracción electrostática catión-lámina y la energía de hidratación del catión. A medida que se intercalan capas de agua y la separación entre las láminas aumenta, las fuerzas que predominan son de repulsión electrostática entre láminas, lo que contribuye a que el proceso de hinchamiento pueda llegar a disociar completamente unas láminas de otras. Cuando el catión interlaminar es el sodio, las esmectitas tienen una gran capacidad de hinchamiento, pudiendo llegar a producirse la completa disociación de cristales individuales de esmectita, teniendo como resultado un alto grado de dispersión y un máximo desarrollo de propiedades coloidales. Si por el contrario, tienen Ca o Mg como cationes de cambio su capacidad de hinchamiento será mucho más reducida.

1.1.4.5 Plasticidad

Las arcillas son eminentemente plásticas. Esta propiedad se debe a que el agua forma una envoltura sobre las partículas laminares produciendo un efecto lubricante que facilita el deslizamiento de unas partículas sobre otras cuando se ejerce un esfuerzo sobre ellas.

La elevada plasticidad de las arcillas es consecuencia, nuevamente, de su morfología laminar, tamaño de partícula extremadamente pequeño (elevada área superficial) y alta capacidad de hinchamiento.

Generalmente, esta plasticidad puede ser cuantificada mediante la determinación de los índices de Atterberg (Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Contracción). Estos límites marcan una separación arbitraria entre los cuatro estados o modos de comportamiento de un suelo sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso.

La relación existente entre el límite líquido y el índice de plasticidad ofrece una gran información sobre la composición granulométrica, comportamiento, naturaleza y calidad de la arcilla. Existe una gran variación entre los límites de Atterberg de diferentes minerales de la arcilla, e incluso para un mismo mineral arcilloso, en función del catión de cambio. En gran parte, esta variación se debe a la diferencia en el tamaño de partícula y al grado de perfección del cristal. En general, cuanto más pequeñas son las partículas y más imperfecta su estructura, más plástico es el material.

1.1.5 Propiedades físicas de los suelos expansivos

Es bien sabido por los ingenieros de suelos que las arcillas montmorillonitas se expanden cuando su contenido de agua aumenta, mientras que las caolinitas suelen ser relativamente estables en presencia de agua, debido a que la unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas (adsorción). Las illitas suelen presentar una expansión menor que las montmorillonitas.

1.1.5.1 Contenido de agua

Independientemente que el potencial de expansión de un suelo sea alto, si la humedad de la arcilla permanece constante, no habrá cambio de volumen y por tanto una estructura cimentada sobre una arcilla con humedad constante no estará sujeta a movimientos causados por la expansión. Cuando el contenido de agua aumenta en la arcilla, entonces pueden ocurrir expansiones tanto en la dirección vertical como en la horizontal. No es

necesaria la saturación por completo para que se presente la expansión cambios leves de humedad de 1.5 ó 2%, pueden ser suficientes para provocar expansiones inconvenientes.

La humedad inicial del suelo expansivo controla la cantidad de expansión, lo cual es válido para suelos remoldeados o inalterados. Los suelos secos, con contenidos de agua naturales menores de 15% generalmente provocan daños. Estas arcillas pueden adsorber fácilmente humedades del orden del 35%, con los consiguientes daños a las estructuras, como resultado de la expansión.

1.1.5.2 Peso específico seco

El peso específico seco de la arcilla es otro índice de expansión. Los suelos con pesos específicos secos mayores de $17,6 \text{ kN/m}^3$ ($1,76 \text{ ton/m}^3$) generalmente exhiben alto potencial de expansión.

El potencial específico de las arcillas también refleja los resultados de la prueba de penetración estándar. Las arcillas con números de golpes mayor de 15, generalmente poseen potencial de expansión.

1.1.5.3 Propiedades índice

Una propiedad índice es cualitativa fácil de medir en suelos y roca tanto en campo como en laboratorio mediante la cual se puede inferir un comportamiento más complejo de un suelo (Sowers, 1979).

Las propiedades índice son un primer acercamiento hacia los suelos y deben servir como una orientación para profundizar el estudio a través de ensayos más elaborados; es decir, su uso debe limitarse a la etapa preliminar y aun estimado de diseño.

En los últimos años se han encontrado nuevas correlaciones del comportamiento del suelo con las propiedades índice, sobre todo en el área de suelos nos aturados poniendo un especial énfasis en aquellas relacionadas con la problemática de los suelos colapsables y expansivos (Tabla 1.1).

Tabla 1.1 Correlación empírica entre las propiedades índice-propiedades mecánicas

<i>Propiedades índice primarias.</i>	<i>Correlación empírica con propiedad mecánica</i>
Grado de saturación	Potencial de expansión, conductividad eléctrica
Peso específico seco	Potencial de expansión y presión de expansión
Partículas menores a 2μ	Actividad-potencial expansivo
Contracción lineal	Presión de expansión
Contenido volumétrico de agua	Conductividad hidráulica
Límite líquido	Potencial de expansión y presión de expansión
Peso específico relativo de los sólidos	Potencial de expansión
Compacidad	Potencial de expansión y compresibilidad
Humedad	Succión
Resistencia a la penetración estándar	Potencial de expansión
D ₆₀ , Ip y % que pasa malla No. 200	Curva característica suelo-agua

1.1.5.4 Correlaciones entre propiedades índice y suelos expansivos

A partir de un estudio de 273 muestras de suelo inalterado Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) presentaron correlaciones para predecir el porcentaje y la presión de expansión basados en el límite líquido, peso específico seco y el contenido de agua:

a) Porcentaje de expansión

$$\text{Log}S = \frac{1}{12}(0.4LL - \omega + 5.5) \quad (1.1)$$

$$\text{Log}S = \frac{1}{19.5}(\gamma_d + 0.65LL - 130.5) \quad (1.2)$$

Donde:

S = porcentaje de expansión

LL= límite líquido en porcentaje

ω = Contenido de agua en porcentaje

γ_d = Peso específico seco en lbs/ft^2

En las Figuras 1.4 y 1.5 se presentan estas correlaciones en forma gráfica

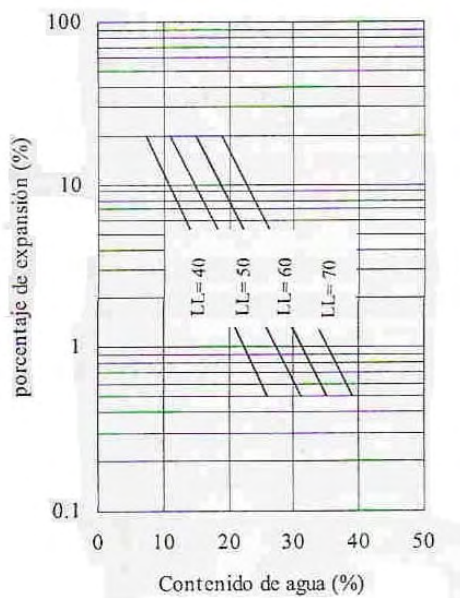


Fig. 1.4 Correlación entre % de expansión, límite líquido y contenido de agua (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973)

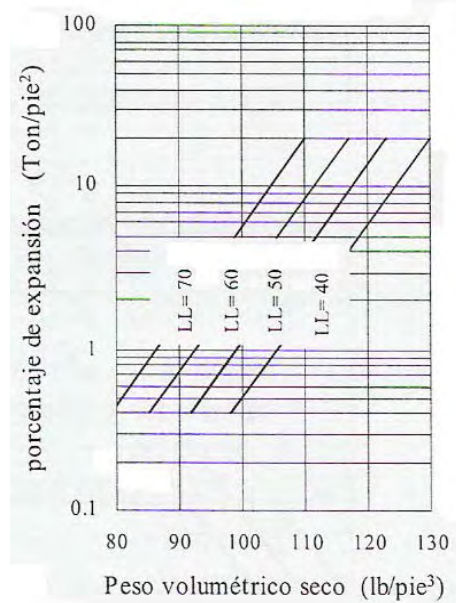


Fig. 1.5 Correlación entre % de expansión, límite líquido y γ_d (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973)

$$\text{Log}P = \frac{1}{12}(0.4LL - \omega - 0.4) \quad (1.3)$$

$$\text{Log}P = \frac{1}{19.5}(\gamma_d + 0.65LL - 139.5) \quad (1.4)$$

Donde:

P= presión de expansión en ton/ft²

En las Figuras 1.6 y 1.7 se observan estas correlaciones en forma gráfica.

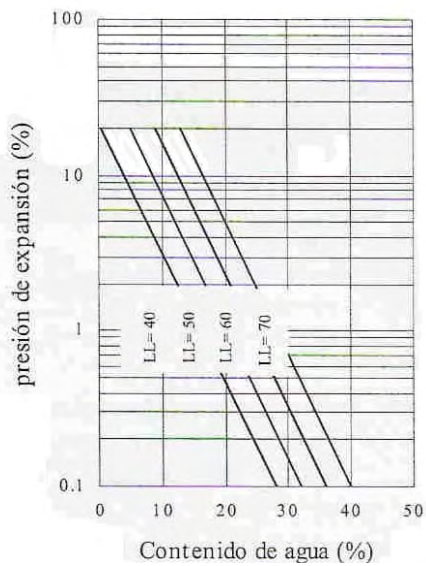


Fig. 1.6 Correlación entre % de expansión, límite líquido y contenido de agua (Vijayvergiya y Ghazzaly,1973)

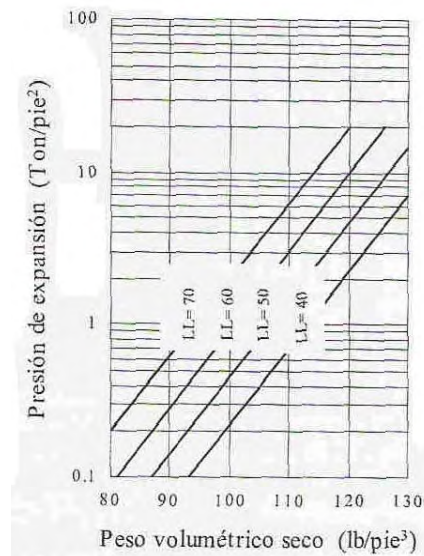


Fig. 1.7 Correlación entre % de expansión, límite líquido y γ_d (Vijayvergiya y Ghazzaly,1973)

Chen (1975), en base a una amplia experiencia acumulada, propone una guía (Tabla 1.2) para estimar el probable cambio de volumen de suelos expansivos.

Tabla 1.2 Datos para estimar un probable cambio de volumen para suelos expansivos

Datos de laboratorio y campo			Expansión probable, % total de cambio de volumen	Presión de expansión, kPa	Grado de expansión
% que pasa la malla No. 200	Límite líquido, %	Resistencia a la penetración estándar			
>95	>60	>30	>10	>981	Muy alto
60-95	40-60	20-30	3-10	250-981	Alto
30-60	30-40	10-20	1-5	150-250	Medio
<30	<30	<30	<1	50	Bajo

Raman (1967) basado en el índice de plasticidad y el índice de contracción obtuvo la Tabla 1.3:

Tabla 1.3 Grado de expansión en función de Ip y Ic

Índice de plasticidad, Ip %	Índice de contracción, IC %	Grado de expansión %
>32	>40	Muy alto
23-32	30-40	Alto
12-23	15-30	Medio
<12	<15	Bajo

Donde el índice de contracción es:

$$IC = Ip - LL$$

LL= límite líquido en porcentaje

LC= límite de contracción en porcentaje

Kayak y Cristensen (1974) encontraron una correlación en función de la humedad y el porcentaje de arcilla:

$$PE = \frac{(0.00229Ip)(1.45C)}{\omega + 6.38} \quad (1.5)$$

Donde:

PE. Potencial de expansión en %

C= porcentaje de arcilla

ω = contenido natural de agua

Snethen (1984) y Orozco (1976) se exponen otras investigaciones enfocadas a la correlación de las propiedades índice y el grado de expansión ,

1.1.6 El agua en suelos expansivos

La mecánica de suelos expansivos tiene que considerar el problema de los suelos parcialmente saturados con sus tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por los minerales, la líquida por el agua libre y la gaseosa por el aire libre principalmente.

El agua en el suelo puede presentarse en tres formas principales con diferentes propiedades mecánicas definidas y de mucha importancia en el comportamiento del suelo. Estas formas son las siguientes:

- Agua gravitacional o agua libre
- Agua capilar
- Agua adherida.

El agua gravitacional es el agua sujeta únicamente a la fuerza de la gravedad y puede fluir libremente, el agua capilar absorbida por efecto de la tensión superficial, permanece atrapada en los poros de la estructura del suelo. El agua capilar puede fluir con un gradiente hidráulico originado por una diferencia de cargas mayor que la carga capilar en el suelo. El agua en la superficie de contacto agua-aire se encuentra en un estado de tensión. El agua adherida es el agua que queda atraída fuertemente hacia la periferia del grano por efecto de

la atracción molecular, en granos menores de 2 micras, correspondientes a los minerales de arcillas, el agua hace que las moléculas de agua cerca de él, se orienten haciendo que el agua adquiera propiedades de un material cristalizado en la cercanía de la periferia del grano (Zeevaert, 1968).

1.2 Identificación de suelos expansivos

Los suelos que contienen arcillas expansivas llegan a ser muy pegajosos cuando están húmedos y usualmente son caracterizados por grietas en la superficie o una textura de “rosetas de maíz” cuando están secos. Por lo tanto, la presencia de grietas en la superficie es usualmente un síntoma de que se trata de un suelo expansivo.

Son tres los métodos para identificar y clasificar el potencial de expansión de un suelo.

- Identificación mineralógica (método cualitativo)
- Métodos indirectos (método semicuantitativo) y
- Mediciones directas (método cuantitativo)

1.2.1 Identificación mineralógica

La composición mineral de los suelos expansivos tiene influencia importante sobre el potencial de expansión, debido a la estructura reticular, que esta compuesta por las láminas asilícicas y las alumínicas, según el tipo de arcilla. Las cargas eléctricas negativas sobre la superficie de los minerales de arcilla, la firmeza entre las capas ligadas y la capacidad de intercambio catiónico, influyen en el potencial de expansión de la arcilla. De esta forma se supone que identificando los constituyentes mineralógicos de la arcilla se puede estimar el potencial de expansión. Las técnicas que pueden utilizarse son:

- Difracción rayos X
- Análisis térmico diferencial
- Absorción de calor
- Análisis químico y
- Microscopio electrónico.

La identificación de los minerales de la arcilla es importante, pero no es necesario más que en dos o tres muestras en cada emplazamiento. El procedimiento más conveniente hoy es la difracción de rayos X. El análisis térmico diferencial no parece llegar a definiciones concretas; el microscopio electrónico, especialmente el de barrido, no deja duda alguna en general, respecto a las partículas que contemplamos, pero el campo es tan pequeño que no permite un juicio seguro sobre el conjunto, ya que los suelos tienen casi siempre mezcla de diversas especies (Holtz y Gibbs, 1954; Juárez y Rico, 1976). Por estas razones los métodos arriba mencionados deberían ser usados en combinación para evaluar cualitativamente los tipos minerales que contiene la arcilla.

1.2.2 Identificación a través de propiedades Índice

La evaluación del potencial de expansión puede realizarse por medio de pruebas sencillas. Estas pruebas pueden incluir en la rutina, para la investigación del lugar donde se realizara la obra que se trate. Las pruebas índice pueden ser:

- Límites de Atterberg
- Límite de contracción lineal
- Expansión libre y Contenido de coloides

1.2.2.1 Límites de Atterberg

Holtz y Gibbs (1956) demostraron que el índice de plasticidad y el límite líquido son índices de utilidad para determinar las características de expansión de la mayoría de las arcillas.

El potencial de expansión se define como el porcentaje de aumento de volumen en una muestra confinada lateralmente, la cual se satura bajo una sobrecarga de 6.9 kN/m^2 (0.07kg/cm^2), después de ser compactada a su peso volumétrico máximo en la humedad óptima, de acuerdo a la prueba AASHTO estándar.

Puesto que el límite líquido y la expansión de las arcillas dependen de la cantidad de agua que la arcilla trata de absorber, no es sorpresa que estén relacionados.

La relación entre el potencial de expansión de las arcillas y el índice de plasticidad puede establecerse como a continuación se indica en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4 Relación entre potencial de expansión e índice de plasticidad

Potencial de expansión	Índice de Plasticidad
Bajo	0-15
Medio	10-35
Alto	20-55
Muy Alto	35 ó más

1.2.2.2 Contracción lineal

Si suponemos que el potencial de expansión es una propiedad opuesta a la medición de la contracción lineal, entonces las características de esta deben ser índices consistentes y confiables del potencial de expansión.

Altemayer sugirió en 1955 a manera de guía para la determinación del potencial de expansión, varios valores de límite de contracción lineal, como se muestra en la Tabla 1.5.

Tabla 1.5

Límite de contracción %	Contracción lineal %	Grado de expansión
<10	>8	Critico
10-12	5-8	Marginal
>12	0-5	No critico

Aun falta investigación evidente y concluyente respecto a la correlación entre el potencial de expansión y el límite de contracción.

1.2.2.3 Expansión Libre

La prueba de expansión libre propuesta por Holtz y Gibbs (1954), consiste en colocar 10 cm de suelo seco que pasa la malla No. 40 dentro de agua destilada, observando el volumen que se tiene después de que el material se estabiliza en el fondo de una probeta graduada de 100 cm³.

La diferencia entre el volumen inicial y el final, expresada como porcentaje del volumen inicial, es el valor de la expansión libre. Esta prueba de expansión es muy burda y se usó hace mucho tiempo, cuando no eran posibles métodos y pruebas más refinadas.

1.2.2.4 Contenido coloidal

Para propósitos ingenieriles el término coloide es usado para describir a una partícula cuyo desarrollo es controlado por fuerzas superficiales (electrostáticas) que por fuerzas gravitacionales. Los coloides se definen como aquellos cuyo tamaño es menor que 0.001 mm. El tamaño de los granos laminares de una arcilla manifiesta influencia en el potencial

de expansión, en especial el contenido coloidal. La cantidad de expansión aumentará con la cantidad de arcilla presente en el suelo.

Para cualquier tipo de arcilla, la relación entre el potencial de expansión y el porcentaje de arcilla (en cuanto al tamaño de granos) puede expresarse mediante la siguiente ecuación.

$$S = KC^x \quad (1.6)$$

Donde:

S = potencial de expansión, expresado como porcentaje de expansión bajo 6,9 kN/m² (0,07 kg/cm²), de sobrecarga para una muestra compactada en la humedad óptima para el peso específico máximo, de acuerdo la prueba de compactación AASHTO estándar.

C = porcentaje de granos arcillosos menores de 0,002 mm

x = exponente que depende del tipo de arcilla

K = coeficiente que depende del tipo de arcilla

La cantidad del tipo de granos arcillosos se puede determinar a través de la prueba de hidrómetro, el tipo de coloides se refleja en x y K, en la ecu. (1.4) y controla la cantidad de expansión.

1.3 Clasificación de suelos expansivos

1.3.1 Métodos directos

1.3.1.1 Método USBR

Método USBR desarrollado por Holtz y Gibbs (1956), como lo muestra la Fig.1.8, propusieron un cierto criterio de identificación de suelos expansivos que se muestra en la Tabla 1.6, basada en la figura anterior.

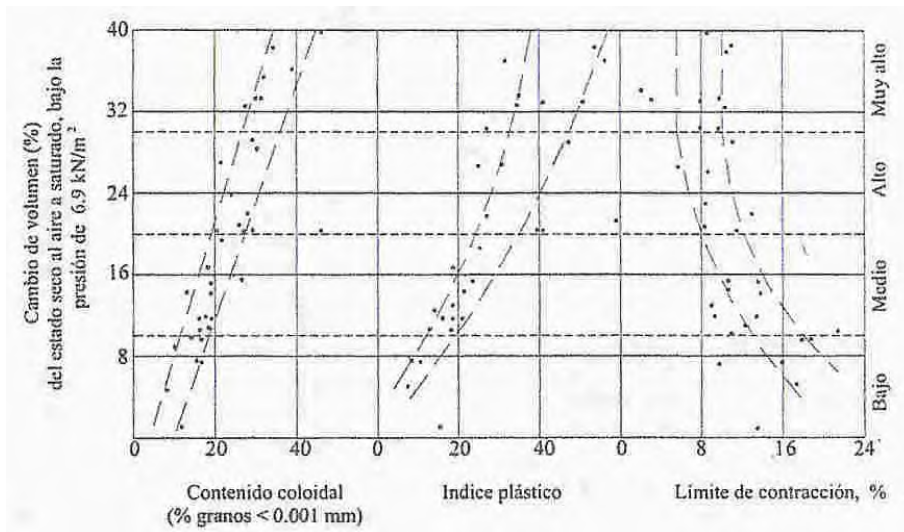


Fig. 1.8. Relación entre el cambio de volumen y contenido coloidal, índice plástico y límite de contracción (según Holtz y Gibbs, 1956)

Tabla 1.6 Método USBR

Datos de pruebas Índice			Expansión probable, % total de cambio de volumen	Grado de expansión
Contenido de coloide porcentaje menor de 0,001 mm	Índice de plasticidad	Límite de contracción		
>28	>35	<11	>30	Muy alto
20-13	25-41	7-12	20-30	Alto
13-23	15-28	10-16	10-30	Medio
>15	<18	>15	<10	Bajo

En especial debería tomarse en cuenta la diferencia que existe en el comportamiento de un suelo inalterado y un remoldeado.

Chen (1975) ha realizado desde hace muchos años miles de pruebas de potencial de expansión y de propiedades índice. De las 321 muestras inalteradas, obtuvo una curva de regresión que puede expresarse como sigue:

$$S = Be^{A(Ip)} \quad (1.7)$$

donde: A=0,0838

B=0,2558

Esta expresión se obtiene considerando una sobrecarga de 6,9 kN/m² (0,07 kg/cm²) en las pruebas de potencial de expansión.

1.3.1.2 Método de la actividad.

El método de la actividad fue propuesto por Seed, Woodward y Lungren y se basó en material remoldeado. La actividad se define como la relación entre el índice de plasticidad y el por ciento de granos menores de 2 micras. Seed et al (1962) modificaron la definición a través de la siguiente relación:

$$\text{Actividad} = \frac{\text{Indice de plasticidad}}{(\% < 0.002mm) - 10} \quad (1.8)$$

El criterio de Seed, Woodward y Lundgren se expresa en la Fig. 1.6 El cambio en la definición original de actividad realizada por Seed et al (1962) se debe a que el criterio no tenía en cuenta la especie mineralógica de los finos.

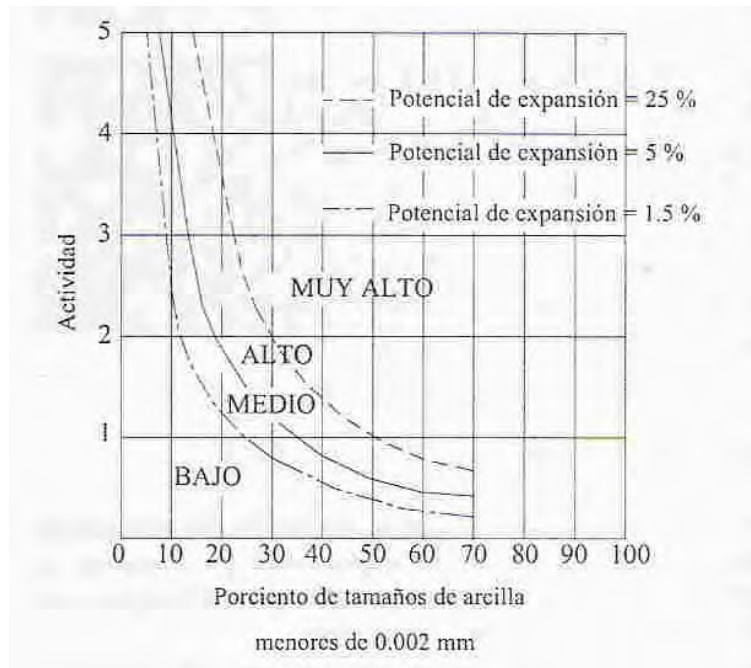


Fig. 1.9 Método de la actividad

Skempton sugirió tres clases de arcillas de acuerdo a actividad: inactivo para actividades menores de 0,75; normal, para actividades entre 0,75 y 1,25; y activo para valores mayores de 1,25. Las arcillas activas proveen más potencial de expansión. Valores típicos para varios minerales de arcilla son los siguientes:

Tabla 1.7

Mineral	Actividad
Kaolinita	0.33 a 0.46
Illita	0.9
Montmorillonita (Ca)	1.5
Montmorillonita (Na)	7.2

1.3.2 Métodos indirectos

1.3.2.1 Método de la actividad (PVC)

La determinación del *Potencial de cambio volumétrico* (PVC) del suelo fue desarrollada por Lambe (1960) bajo los auspicios de la Federal Housing Administration (USA). Las muestras son primeramente compactadas en el consolidómetro de anillo fijo con energías específicas de $2,638 \text{ kJ/m}^3$ ($26,87 \text{ kgcm/cm}^3$). Después se aplica una presión inicial de $1,380 \text{ kN/m}^2$ y se agrega agua a la muestra la cual está parcialmente restringida de la expansión vertical por un anillo de carga. La lectura del anillo de carga se toma después de dos horas y se convierte a presión, siendo designada índice de expansión. Lambe (1960) estableció las siguientes categorías:

Tabla 1.8

Rango de PVC	Peligro de expansión
Menos de 2	No crítico
2-4	Marginal
4-6	Crítico
mayor de 6	Muy crítico

El método PVC no mide en si mismo el potencial de expansión. El verdadero potencial medido para una arcilla puede ser mucho mayor. El método del PVC puede utilizarse únicamente en forma comparativa entre varios suelos expansivos.

1.3.2.2 Capacidad de intercambio catiónico (CEC, cation exchange capacity)

El CEC es la cantidad de cationes intercambiables requeridos para balancear la carga negativa sobre las partículas de arcilla. El CEC es expresado en miliequivalentes por 100 gr de arcilla seca. Altos valores de CEC indican un alto valor de Expansión. En general, el potencial de expansión se incrementa al incrementarse el CEC. Típicos valores de CEC para tres minerales básicos son los siguientes (Mitchell, 1976), se muestran en la Tabla 1.9:

Tabla 1.9 Valores típicos de CEC en tres minerales de arcilla

Mineral de arcilla	CEC (meq/100gr)
Caolinita	3-15
Illita	10-40
Montmorillonita	80-150

1.3.2.3 Índice de Expansión libre

La prueba de Índice de expansión (ASTM D4829), Anderson y Lade, 1981. En esta prueba una muestra de suelo es remodelada dentro de un anillo con un diámetro estándar de 4”(102 mm) y 1” (25 mm) de alto con un grado de saturación cerca de 50%. Una sobrecarga de 1lb/in² (6,9 kPa) es aplicada, y entonces la muestra es saturada y no se permite moverla hasta alcanzar un cierto valor o después de 24 hrs. La cantidad de expansión es expresada en términos del *índice de expansión*, o EI, el cual es definido como:

$$EI = 1000 h F \quad (1.9)$$

Donde:

EI = índice de expansión

h = expansión del suelo

F = porcentaje de muestra por peso que pasa a través de la malla No. 4.

El potencial de expansión de un suelo es clasificado de acuerdo al índice de expansión como sigue:

Tabla 1.10

Índice de expansión, EI	Potencial de expansión
0-20	Muy bajo
21-50	bajo
51-90	Medio
91-130	Alto
>130	Muy alto

1.3.2.4 Coeficiente lineal de extensibilidad (COLE)

Es una prueba de contracción que determina los esfuerzos lineales de una muestra inalterada, no confinada, con un valor de succión de 5 psi (33kPa) a 150,000 psi (100 MPa). COLE es una medida del cambio de dimensiones de una muestra cuando pasan de un estado húmedo a uno seco y es estimada de la densidad de la muestra a una succión de 5 psi (33 kPa) y una condición seca. El valor de COLE esta dado por:

$$COLE = \frac{\Delta L}{\Delta L_D} = \left(\frac{\gamma_{dD}}{\gamma_{dM}} \right)^{0.33} - 1 \quad (1.10)$$

Donde.

$\frac{\Delta L}{\Delta L_D}$ = esfuerzo lineal relativo para condiciones secas

γ_{dD} = densidad de una muestra seca

γ_{dM} = densidad de una muestra a una succión de 33 kPa

El valor de COLE es expresado en porcentaje. Ha sido relacionado con el índice de expansión obtenido de la prueba PVC y otros parámetros indicativos.

El valor de la Extensibilidad Lineal, es un estimador de minerales de arcilla como a continuación se muestra en la Tabla 1.11:

Tabla 1.11

LE/porcentaje de arcilla	Mineralogia
>0.15	Esmectitas (montmorillonitas)
0.05-0.15	Illitas
<0.05	Kaolinitas

*National Soil Survey Laboratory.

2. Relación agua-succión.

2.1 Estado del agua en el suelo

El agua forma dos zonas en el subsuelo: “no saturado o vadosa” y otra saturada; la franja capilar está incluida en la zona vadosa. El agua del suelo se encuentra como “agua rígida o higroscópica” de estructura cristalina; “agua gravitacional o libre” movida por las fuerzas gravitacionales a través de los poros hasta alcanzar el equilibrio y el “agua capilar” siempre a tensión (negativa), regida por las fuerzas de superficie o electromagnéticas. El estudio del estado energético del agua del suelo es un hecho considerando los fenómenos “reversibles e isotérmicos”. Tenemos entonces que el agua en el suelo está en las zonas vadosa y saturada; arriba del NAF el agua esta a presión negativa y las variaciones no son lineales ya que dependen de las condiciones climáticas.

El flujo de agua en el suelo arcilloso expansivo, ocurre como consecuencia de gradientes hidráulicos generados entre presiones negativas distintas, lo cual se ha estudiado extendiendo la ley de Darcy al caso de los suelos parcialmente saturados, obteniéndose ecuaciones típicas de procesos de difusión, como la segunda ecuación de difusión de Fick (ecu. 2.1), para el caso especial en que la difusividad permanece constante (lo cual no es seguro de suponer excepto para rango de difusión muy pequeños de humedad), considerando flujo unidimensional, sin efecto de la gravedad.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = D(\theta) \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (2.1)$$

Donde:

θ = es la humedad volumétrica, definida como el volumen de agua entre el volumen total de la masa de suelo

D = difusividad, cm^2/seg .

t = es el tiempo en seg.

En forma más general y tomando en cuenta el efecto de la gravedad, la ecuación de difusividad puede tomar la forma:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} \nabla \cdot [D(\theta) \nabla \theta] + \frac{\partial k(\theta)}{\partial z} = \nabla \cdot [D(\theta) \nabla \theta] + \frac{dk(\theta)}{d\theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2.2)$$

siendo k la permeabilidad (cm/seg)

La difusividad se define como la relación entre la permeabilidad k (θ), y la capacidad específica, C (θ). Fig. 2.1

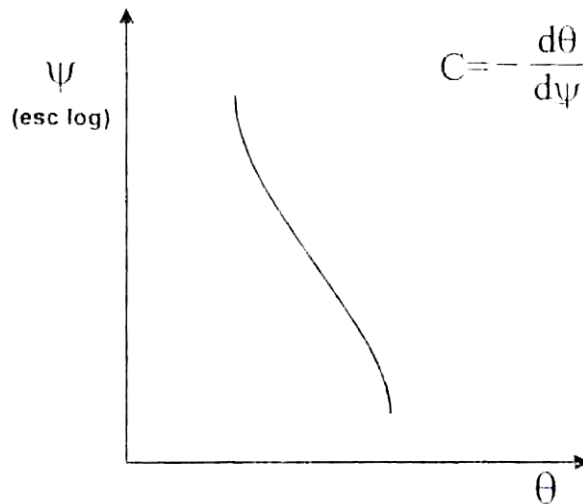


Fig. 2.1. Curva Característica

El flujo del agua a través de los suelos no saturados se controla por el gradiente del potencial de agua total.

El potencial de agua total puede expresarse como la suma de tres componentes: a) potencial gravitacional, causado por la elevación del agua del suelo con respecto a un nivel de referencia; b) capilaridad o potencial matricial, causado por efectos de tensión de superficie y c) potencial osmótico, causado por la concentración de iones disueltos en el agua del suelo.

Cuando el potencial gravitacional es cero, el potencial total es igual a la succión total. En otras palabras, bajo condiciones termales y potencial gravitacional igual a cero, la succión del suelo representa la energía libre del agua del suelo. Termodinámicamente, la energía libre (en este caso la succión total) esta relacionada con la presión parcial del vapor de agua de poro.

2.2 Succión en un suelo parcialmente saturado

En general los materiales porosos tienen una fundamental habilidad para retener y liberar agua, la existencia de esta propiedad en los suelos se describe en términos de ingeniería como *succión*, esfuerzos negativos en el agua de poro.

El término “succión del suelo” fue usado por Schofield, (1935) para representar la “deficiencia de presión” en el agua de poros de algunos suelos (saturados o no saturados) que tenían la capacidad de absorber agua si ésta se adicionaba a la presión atmosférica. El término succión o potencial de agua designa a la integrante del estado de esfuerzo que tiene en cuenta aquellos efectos de superficie capaces de retener agua dentro de la estructura del un suelo. Sin su participación resulta imposible definir el estado de esfuerzo y entender la respuesta deformacional de un suelo parcialmente saturado. Para Blight (1965), el efecto de la succión en un suelo no saturado es equivalente al de una presión exterior aplicada. Esta succión se puede considerar compuesta por dos sumandos:

$$\psi = \psi_m + \psi_o \quad (2.3)$$

El primero de ellos, ψ_m , o succión matricial, es la presión negativa de agua intersticial, esta succión está directamente relacionada con el estado de esfuerzo derivado de los fenómenos de superficie y gravitatorios. En cuanto a ψ_o , o succión osmótica, es la presión negativa de agua pura a la que habría que someter a una masa de agua con la misma composición que la

intersticial, para estar en equilibrio a través de una membrana semipermeable. Esta succión estará relacionada con la presión osmótica derivada de la composición del agua.

De acuerdo con Review (1965), mencionado por Josa (1988), define asimismo los diferentes componentes del potencial del agua en el suelo, considerando cuatro sumandos, osmótico, gravitacional, matricial y de presión de aire. La succión estará, en consecuencia, en directa relación con lo que se podría denominar mayor o menor tendencia del suelo a absorber agua. Para un mismo índice de poros y en procesos monótonos, cuanto mayor o menor sea la humedad o el grado de saturación, menor o mayor será la succión. En laboratorio se podrá obtener esta curva mediante ensayos con succión controlada. La posible variación del índice de poros durante el ensayo podrá, sin embargo, distorsionar el resultado. Así, por ejemplo, Cronney y Coleman (1961) obtienen estas curvas para el caso de un arcilla e indican que este resultado depende de la granulometría y la naturaleza de las partículas, de su densidad (índice de poros) y de su compresibilidad (posibles variaciones del índice de poros durante el ensayo). De hecho, en suelos compresibles es posible la variación de la succión sin variación de la humedad (Aitchison, 1956, citado por Wood, 1979).

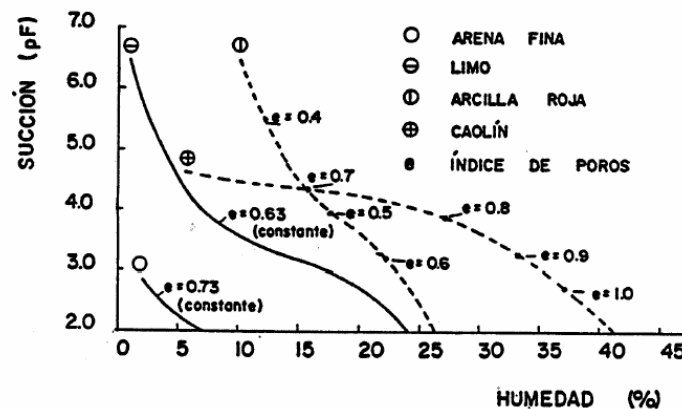


Fig. 2.2. Curvas succión-humedad de suelos compresibles e incompresibles (Aitchison, 1956).

En 1965 el Simposium de Mecánica de Suelos denominado “Moisture Equilibria and Moisture Changes in soils” (Aitchison, 1965), proporciono definiciones cuantitativas de la succión del suelo y de sus componentes en un contexto termodinámico. Estas definiciones se han convertido en conceptos aceptados por la ingeniería geotécnica. (Krahn y Fredlund, 1972; Wray, 1984; Fredlund y Rahardjo, 1988).

2.2.1 Succión Total

La succión total de un suelo es comúnmente referida como la energía libre del agua del suelo, (Edlefsen y Anderson, 1943), la energía libre del agua del suelo puede medirse en términos de la presión de vapor del agua del suelo (Richards, 1965).

La succión total puede calcularse aplicando la ecuación de Kelvin, esta se deriva de la ley de los gases ideales utilizando el principio de termodinámica, y está representada por:

$$\psi = -\frac{RT}{V_{wo}w_v} \ln\left(\frac{P}{P_o}\right) \quad (2.4)$$

Donde:

ψ = Succión del suelo o Succión total en (kPa)

R = Constante universal de gases (8,31432) en (J/mol K)

T = Temperatura absoluta ($T=273,16 + t^0$) en (K)

T° = Temperatura en ($^{\circ}\text{C}$)

V_{wo} = Volumen específico del agua o el inverso de la densidad del agua
 $1/\rho_w$ (m^3/kg)

ρ_w = Densidad del agua (996,97 kg/m^3 a $t=25^{\circ}\text{C}$)

w_v = Masa molecular del vapor de agua (18,016 kg/kmol)

P/P_o = Humedad relativa

P = Presión parcial del vapor de agua de poro (kPa)

P_o = Presión de saturación de vapor de agua (kPa)

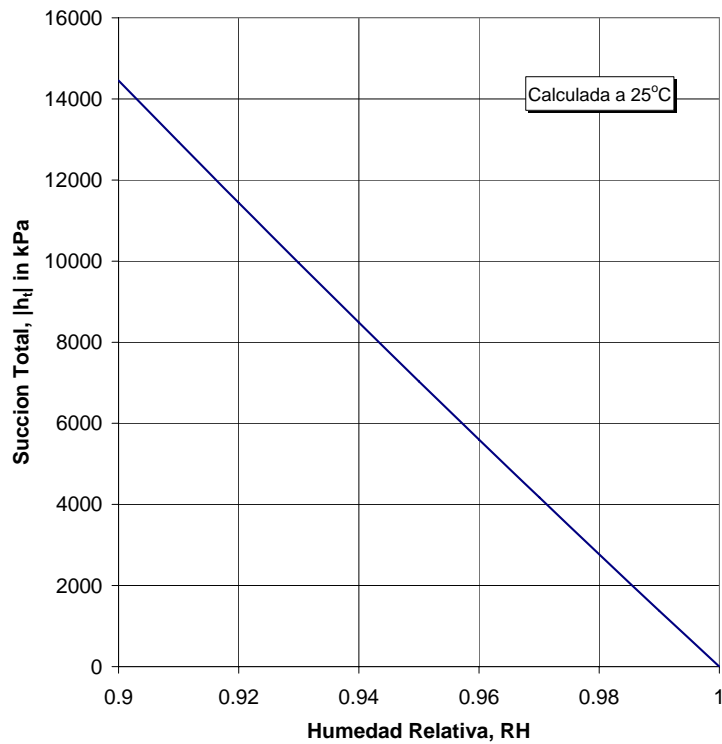


Fig. 2.3 Relación entre la succión total y la humedad relativa

Si la ecuación (2.4) se evalúa a una temperatura de 25 °C la relación entre la succión total y la humedad relativa puede ser obtenida por:

$$\psi = -\frac{8,31432 * (273,16 + 25) * 996,97}{18,016} \ln\left(\frac{P}{P_o}\right) \quad (2.5)$$

$$\psi = -137,182 \ln\left(\frac{P}{P_o}\right) \quad (2.6)$$

En la Figura 2.3 se muestra una grafica de la ecuación 2.6, en esta se puede ver que hay una relación lineal entre la succión total y la humedad relativa, en un pequeño rango de la humedad relativa, se pudo ver, que en un sistema cerrado bajo condiciones isotérmicas la

humedad relativa puede ser asociada con el contenido de agua del sistema de tal manera que el 100 % de la humedad relativa corresponde a la condición completamente saturada.

Por lo tanto, el valor de la succión de una muestra de suelo puede inferirse de la relación entre la humedad relativa y la succión total, si la humedad relativa es evaluada en algún punto.

La succión en suelos cuantificada en términos de la humedad relativa es comúnmente llamada succión total.

La succión total puede representarse por la siguiente ecuación:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.7)$$

Donde:

ψ = succión total
 $u_a - u_w$ = succión mátrica
 u_a = presión de aire de poro
 u_w = presión de agua de poro
 π = succión osmótica

Evidencias experimentales sugieren que la resistencia al corte y el comportamiento del cambio de volumen de suelos no saturados son dependientes de la succión mátrica más que de la succión total (Alonso *et al.*, 1987). De esta manera, el comportamiento esfuerzo-deformación depende de la succión mátrica mientras que el flujo del agua depende del gradiente de la succión total (más efectos gravitacionales).

La succión, definida como la diferencia ($u_a - u_w$), contribuye a la resistencia al corte del suelo a través del fenómeno de tensión superficial, T_s , presente en los meniscos desarrollados al interior de la masa de suelo.

Tabla 2.1. Representación de la succión para diferentes condiciones.

No.	Condición	Aplicación	Expresión
1	Condiciones isotérmicas generales	Los cambios de temperatura son insignificantes y la elevación es significativa.	$\phi = z + \psi$
2	No es significativo el potencial gravitacional + condición 1	La elevación no es muy significativa	$\phi = \psi = (u_a - u_w) + \pi$
3	No es significativa la succión osmótica + condición 2	El agua en el suelo no tiene importantes contenidos de sales	$\psi = (u_a - u_w)$
4	La presión es la atmosférica + condición 3	Condición sobre el nivel de aguas freáticas y sin sales presentes en el suelo	$\psi = -u_w$
5	La presión de agua de poro es insignificante + condición 3	Condición creada en el dispositivo plato de presión	$\psi = u_a$

2.2.2 Coeficientes osmóticos

La succión osmótica conocida de varias soluciones, es normalmente aplicada en la calibración de papel filtro y sicrómetros pueden calcularse utilizando la relación entre el coeficiente osmótico y la succión osmótica. Los coeficientes osmóticos se encuentran fácilmente en la literatura para diferentes soluciones. Los coeficientes osmóticos pueden además ser obtenidos de la siguiente relación (Lang 1967):

$$\phi = -\frac{\rho_w}{vmw} \ln\left(\frac{P}{P_o}\right) \quad (2.8)$$

Donde:

ϕ = coeficiente osmótico

v = número de iones de una molécula de la solución (i.e., $v = 2$ para NaCl,

KCl, NH₄Cl y $v = 3$ para Na₂SO₄, CaCl₂, Na₂S₂O₃, etc.)

m = molaridad

w = masa molecular del agua

ρ_w = densidad del agua

La combinación de la ecuación 2.7 y 2.8 dan una relación muy útil que puede ser adoptada para calcular la succión osmótica para diferentes soluciones salinas:

$$\pi = -vRTm\varphi \quad (2.9)$$

2.2.3 La succión mátrica y osmótica

En ingeniería práctica, la succión en suelos está compuesta por dos componentes: la succión matricial y osmótica (Fredlund y Rahardjo, 1993). La suma de la succión mátrica y osmótica es llamada succión total.

2.2.3.1 Potencial de presión (succión mátrica)

Cuando el agua del 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 es negativo. Este potencial de presión negativo se denomina “potencial matricial” o “succión matricial”, la cual resulta de las fuerzas capilares y de absorción debido a la matriz del suelo.

La presencia de agua adsorbida y la formación de los meniscos cóncavos es muy importante en suelos arcillosos y en altas succiones. La succión matricial es consecuencia, en general, tanto del fenómeno capilar como de la adsorción. Estos dos mecanismos (Fig. 2.4) no pueden separarse fácilmente; además uno con el otro se encuentran en equilibrio interno y no puede cambiarse uno sin afectar al otro.

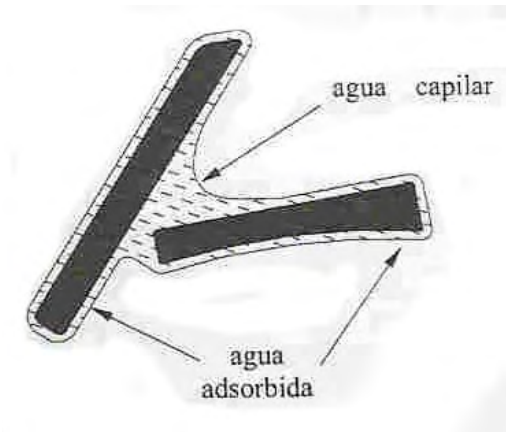


Fig. 2.4 Agua en un suelo parcialmente saturado, sujeta a la capilaridad y a la adsorción, que en combinación producen la succión mátrica.

2.2.3.2 Potencial Osmótico (succión osmótica)

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 el flujo del líquido en forma significativa, lo que nos lleva a que si se tiene una membrana o barrera de difusión, se transmite más fácilmente agua que sales. El efecto osmótico es importante en la interacción entre las raíces de las plantas y el suelo, así como en el proceso que involucra la difusión de vapor.

En la Figura 2.5 se muestran la succión mátrica y la osmótica, separadamente y en combinación.

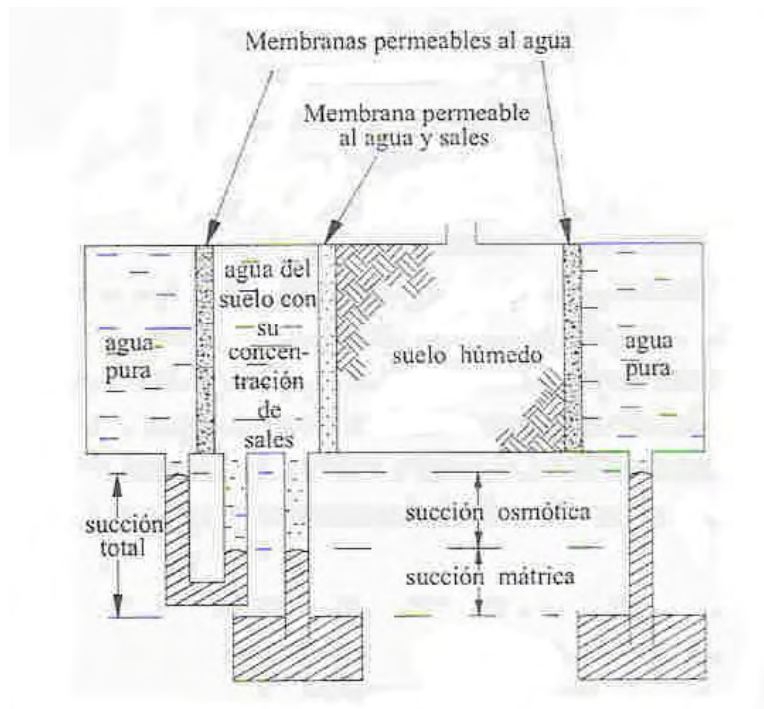


Fig. 2.5

La Figura 2.5, muestra que en un sistema isotérmico, la succión mátrica es la diferencia de presión a través de una membrana que separa el agua con las sales en disolución del suelo y la masa de suelo húmedo, la membrana no permite el paso de sólidos o de aire; la succión osmótica es la diferencia de presión a través de una membrana semipermeable separando el agua pura de la que contiene el suelo con su concentración de sales en disolución. Una membrana ideal semipermeable es permeable al agua únicamente (Richards, 1965).

2.3 Metodologías para determinar la succión.

En la actualidad existen dos planteamientos diferentes para el control de la succión: uno mecánico y otro energético (termodinámico). En el primero, el control de la succión se realiza mediante la aplicación directa de una tracción al agua que se pone en contacto con el suelo a través de un dren (placa de succión); o mediante la aplicación de una presión neumática positiva a la fase gaseosa de los poros del suelo, que se encuentra separada del agua libre a través de un material semipermeable (membrana o piedra porosa de alta resistencia al paso del aire) este último planteamiento se denomina método de traslación de

ejes, y fue desarrollado por Hilf (1956) con objeto de aplicar presiones intersticiales negativas. En el segundo planteamiento, se utiliza el potencial de succión del agua del suelo a través de la energía libre relativa del gas en equilibrio con la fase líquida de un suelo. La energía libre necesaria para mover el agua pura a la presión de referencia (normalmente la atmosférica) hasta los poros del suelo es igual al potencial de succión total.

Los métodos utilizados para determinar la succión en suelos pueden ser directos e indirectos; estos dependen del tipo de técnica que utilice se utilice, energética o termodinámica. Los métodos directos utilizan la técnica de traslación de ejes; con ésta técnica sólo se determina la succión mátrica, mientras que los métodos indirectos utilizan la técnica termodinámica; en ésta se pueden determinar tanto la succión mátrica como la succión total.

2.3.1 Técnica de traslación de ejes

Un medio para obtener relaciones entre parámetros del suelo es controlando la succión, es decir, durante un ensaye se trata de mantener constante cierto valor de succión. Un método para lograr esto es utilizando la técnica de traslación de ejes. Este método se esquematiza en la Figura 2.6 (Nelson y Miller, 1992) donde se idealiza una muestra de suelo no saturado.

La traslación de ejes se logra al incrementar la presión del aire que contiene un suelo. Una muestra de suelo es expuesta a una presión de aire (u_a) en una cámara hermética. El suelo se encuentra sobre una piedra porosa de alto valor de entrada de aire. Esto quiere decir que la placa (fabricada en cerámica) no permite el paso del aire, aun cuando se tenga aplicada una fuerte presión de aire.

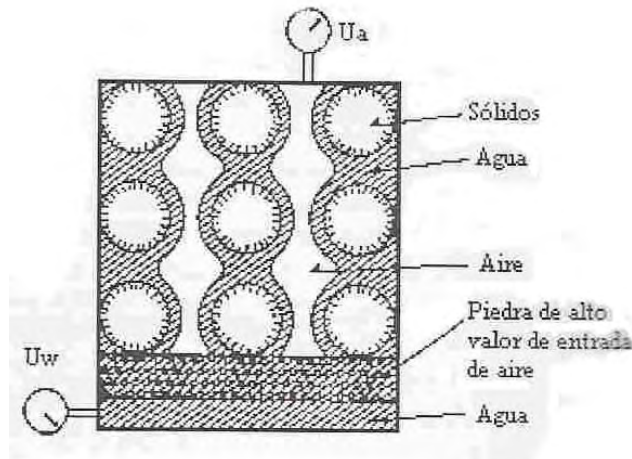


Fig. 2.6. Técnica de translación de ejes para inducir succión sobre un suelo (Nelson y Miller, 1992).

Al inicio la piedra porosa se encuentra saturada de agua de tal manera que al actuar la presión de aire, éste pasa a través de la muestra y empuja al agua en los poros del material, provocando que la presión de agua (u_w) aumente. El disco actúa como una membrana entre el agua y el aire. La presión del agua de la palca de cerámica se equilibra con la del suelo y puede ser medida externamente. La Figura 2.7 representa el principio de operación de un disco poroso. Casi siempre la presión u_w será positiva y en general la presión de aire será superior a la del agua. La diferencia entre estas dos presiones ($u_a - u_w$) es lo que conocemos como succión mátrica.

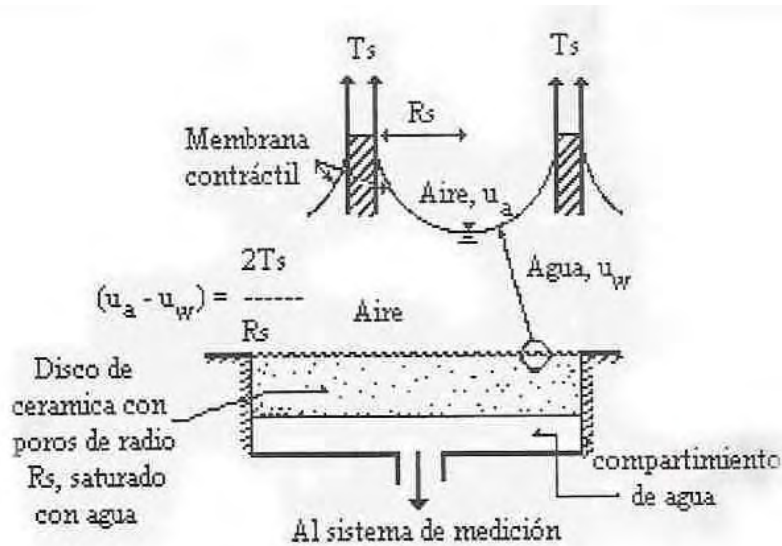


Fig. 2.7 Principio de operación de un disco poroso de cerámica de alto valor de entrada (Fredlund, 1993)

Básicamente, la presión en la fase aire, u_a , y la presión en la fase agua, u_w , de los poros son trasladadas a un rango positivo de presiones en iguales proporciones. De esta manera la succión original de la muestra de suelo, permanece constante independientemente del valor de la presión en la fase aire de los poros, u_a .

Esta técnica fue originalmente sugerida por Hilf (1956) y ha sido recientemente aplicada con notable éxito en el ensayo de suelos parcialmente saturados por diferentes investigadores para imponer bajos niveles de succión, Gan *et al.*, (1988), Balmaceda (1991), Sivacumar (1993), Yuk Gehling (1994), Romero (1999, 2001), así como valores relativamente altos en el orden de 7 MPa, Lagny (1996). Esta técnica es válida para suelos con poros de aire intercomunicados (Olson y Langfelder, 1965; Bocking y Fredlund, 1980).

Fredlund y Mogerstern (1977) incluyeron una cuarta fase, además de las fases sólida, líquida y gaseosa y que ocurre en suelos no saturados: la membrana contráctil, siendo ésta una interfase entre el aire y el agua del suelo cuya propiedad principal es comportarse como una membrana elástica cuando se somete a tensión. En cada poro de suelo se forma un

menisco donde la membrana contráctil esta sujeta a una presión de aire (u_a) y a una presión de agua (u_w). La diferencia es la succión mátrica y será equilibrada por la tensión superficial. En la Figura 2.8 se representa la membrana de interfase aire-agua para un poro de suelo.

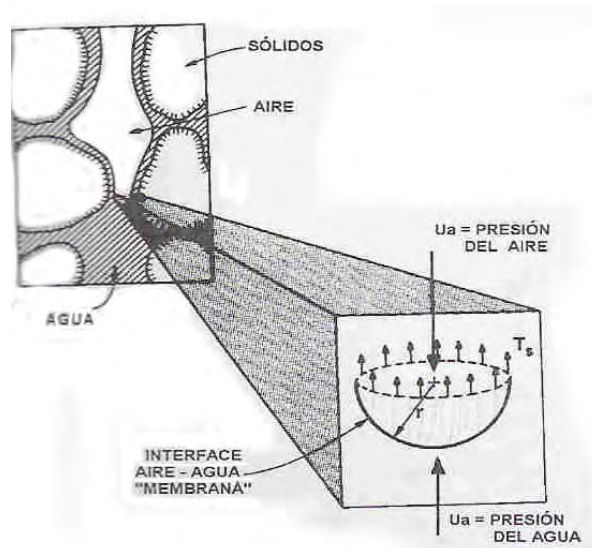


Fig. 2.8 Representación de las presiones que actúan en un menisco de poro de suelo
(Nelson y Miller, 1992)

La membrana de presión, el plato de presión y los tensiómetros comúnmente utilizados para determinar la succión de suelos en el laboratorio, se basan en la técnica de traslación de ejes.

2.3.2 Método del papel filtro

Existen muchas técnicas e instrumentos para determinar la succión de un suelo, muchos de estos tienen limitaciones con el rango de medidas, tiempos de equilibrio y costo. Por lo tanto hay una necesidad de un método el cual pueda cubrir el rango de succión práctico. Uno de esta técnicas para medir la succión es el método del papel filtro, el cual fue desarrollado en Europa en el año 1920 y llegó a los Estados Unidos en 1937 con Gardner,

desde entonces, el método del papel filtro ha sido utilizado y desarrollado por numerosos investigadores (Fawcett y Collis-George 1967; McQueen y Miller 1968; Al-Khafaf y Hanks 1974; McKeen 1980; Hamblin 1981; Chandler y Gutierrez 1986; Houston *et al.*, 1994; Swarbrick 1995), quienes han discutido diferentes aspectos del método del papel filtro.

El método del papel filtro es una técnica para determinar la succión en suelos; es un método de prueba de laboratorio relativamente simple, con el cual se puede determinar la succión mátrica y total.

Para poder utilizar este método primero se deben obtener las curvas de calibración del papel filtro para succión total y succión mátrica dependiendo de cual se va a determinar. En la Figura 2.9 se muestra un ejemplo de la calibración del papel filtro Schleicher & Schuell No. 589, para determinar la succión total y succión mátrica. Estas calibraciones fueron realizadas por la Universidad de Michigan.

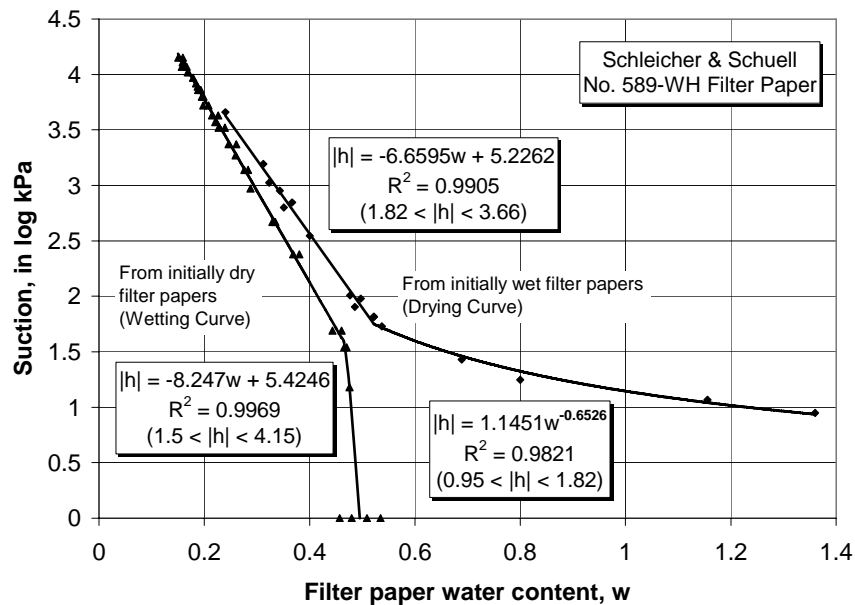


Fig. 2.9 Curvas de calibración del papel filtro

Para la calibración del papel filtro se utilizan diferentes soluciones como pueden ser el NaCl, KCl, NH₄Cl, etc..., la calibración del papel filtro para determinar la succión total se realiza colocando la solución y el papel filtro como se ilustra en la Figura 2.10, mientras que para determinar la succión matricial se realiza como se ilustra en la Figura 2.11, en esta última se observa que la solución esta separada de los especímenes de suelo por una membrana; la diferencia es que para la succión total la succión se determina por el flujo de vapor de agua mientras que para la succión matricial por el flujo del agua (capilaridad).

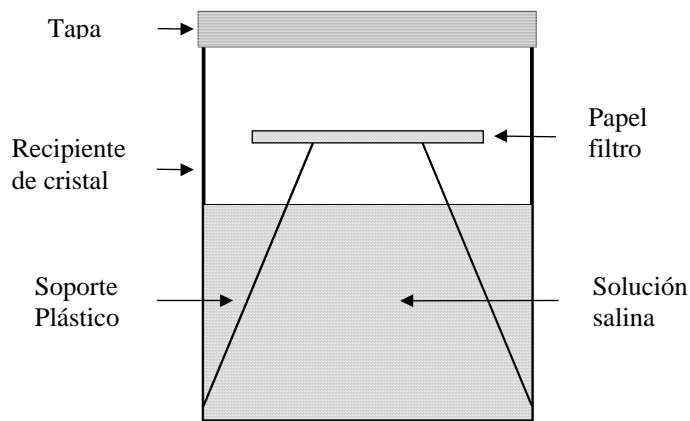


Fig. 2.10 Calibración del papel filtro para determinar la succión total

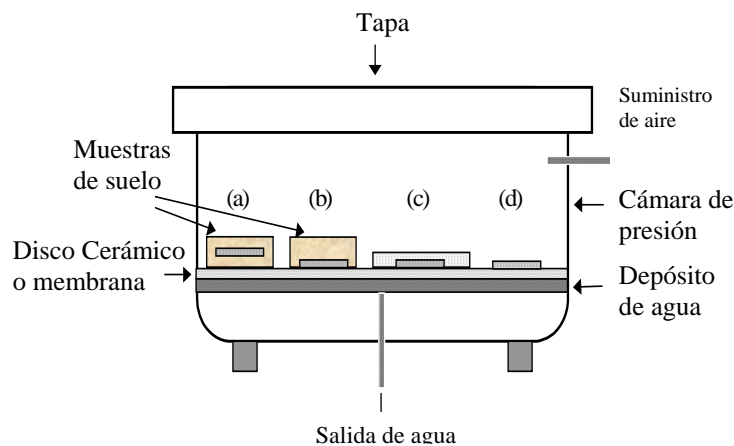


Fig. 2.11 Calibración del papel para determinar la succión matricial.

El procedimiento para determinar la succión total y matricial se detalla en la norma ASTM D 5298-03, en este método el papel filtro permite equilibrar el contenido de humedad con un espécimen de suelo dentro de un contenedor cerrado. El equilibrio del contenido de humedad del papel filtro corresponde a la succión del espécimen del suelo. El valor de la succión es obtenido de los datos de calibración del papel filtro.

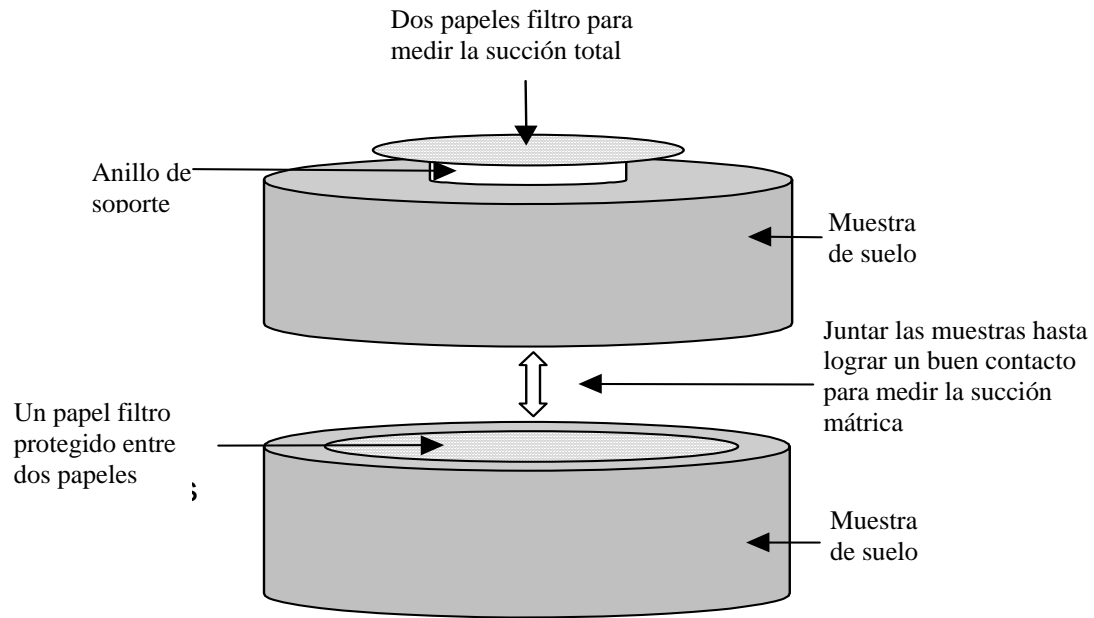


Fig. 2.12 Determinación de la succión total y mátrica

El procedimiento para determinar la succión con papel filtro consiste en colocar un espécimen de suelo junto con el papel filtro dentro de un contenedor hermético durante siete días, tiempo suficiente para que la presión del vapor de agua de poro en el espécimen, la presión del vapor de agua de poro en el papel filtro, y la presión parcial del vapor de agua en el aire que se encuentra dentro del contenedor alcancen el equilibrio. Subsecuentemente se determina la masa del papel filtro y la succión del espécimen también se determina a partir de las relaciones de calibración del contenido de agua del papel filtro con la succión aplicable al tipo de papel filtro y el procedimiento de este método de ensaye.

La succión total se medirá si el papel filtro no está en contacto con el espécimen de suelo, la transferencia de humedad se limitará a la transferencia de vapor a través del aire dentro del contenedor; la succión mátrica se medirá si el papel filtro está en contacto físico con el espécimen (Figura 2.12), el contacto físico entre el suelo y el papel filtro debe permitir la transferencia del fluido incluya las sales que puedan estar disueltas en el agua de poro.

En la Tabla 2.2 se presenta un resumen de los dispositivos más utilizados para determinar la succión matricial y total.

Tabla 2.2. Dispositivos utilizados para determinar la succión mátrica y total.

Dispositivo	Método (Propiedad que mide)	Succión medida	Rango (kPa)
Thermocouple Psicrometro	Indirecta (Humedad relativa)	Total	100-7,500
Thermistor Psicrometro	Indirecta (Humedad relativa)	Total	100-10,000
Transistor Psicrometro	Indirecta (Humedad relativa)	Total	100-71,000
Papel Filtro (Sin contacto)	Indirecto (contenido de agua)	Total	400-30,000
Papel Filtro (En contacto)	Indirecto (contenido de agua)	Matricial	Rango completo
Suction Plate	Directo	Matricial	0-90
Pressure Plate	Directo	Matricial	0-1,500
Pressure Membrane	Directo	Matricial	0-1,500
Standard Tensiometer	Directo	Matricial	0-90
Osmotic Tensiometer	Directo	Matricial	0-1,500
Imperial College Tensiometro	Directo	Matricial	0-1,800
Porous block (Gypsum, nylon, fiberglass)	Indirecto (resistencia eléctrica)	Matricial	30-300
Heat Dissipation sensors	Indirecta (conductividad térmica)	Matricial	0-10,000
Celda osmótica	Indirecto (Presión osmótica de soluciones)	Matricial	No disponible
Fredlund Thermal Conductivity Sensor	Indirecto (Conductividad termal)	Matricial	0-±1,500

2.4 Relación entre la succión-contenido de humedad Curva Característica suelo-agua (SWCC)

La curva característica suelo agua define la relación entre contenido de humedad y succión del suelo en suelos saturados y no saturados. El contenido de humedad del suelo puede ser expresado de las tres maneras siguientes: contenido de agua gravimétrico (w), contenido de agua volumétrico (porosidad) (θ_w), o grado de saturación (S_r).

La succión utilizada para determinar la curva característica suelo-agua es la succión mátrica aunque la succión total es ocasionalmente utilizada también.

La curva característica puede ser obtenida por cualquiera de los dispositivos mencionados en la Tabla 2.2 ya sea en laboratorio o en campo.

En la Figura 2.13 se ilustran tres curvas características suelo-agua típicas, estas corresponden a una arena, un limo y una arcilla, se puede apreciar la tendencia de cada tipo de material.

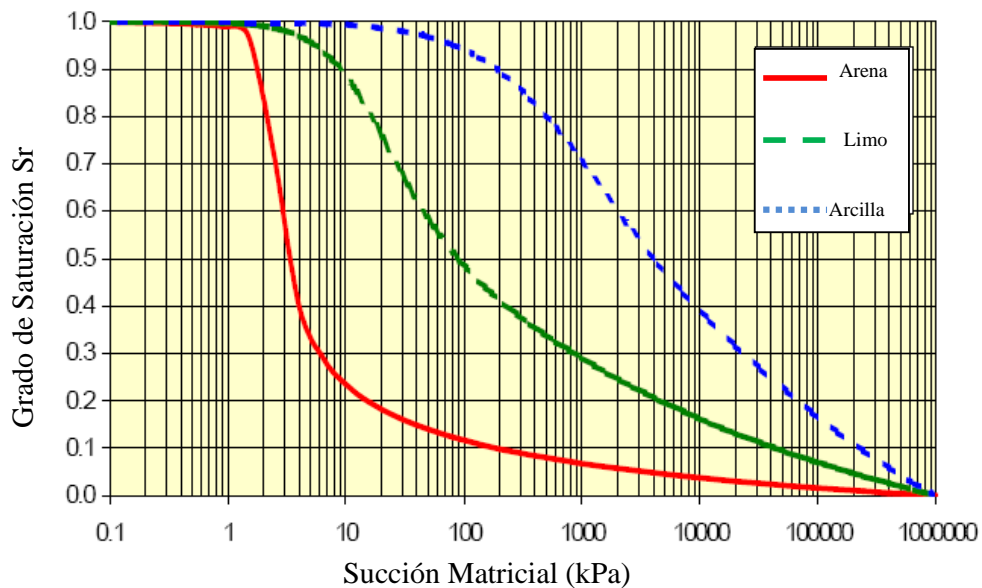


Fig.2.13 Curva característica típica para arenas, limos y arcillas

La curva característica suelo agua presenta el fenómeno de la histéresis como se ilustra en la Figura 2.14 esto depende si la muestra ensayada es seca o saturada. La curva seca se determina iniciando la prueba con un espécimen de suelo saturado y aplicando incrementos de presión. Una vez que la curva seca esta completa, los decrementos de presión son aplicados al espécimen de suelo para obtener la curva saturada. Cuando dibujamos, la curva saturada se localiza debajo de la curva seca.

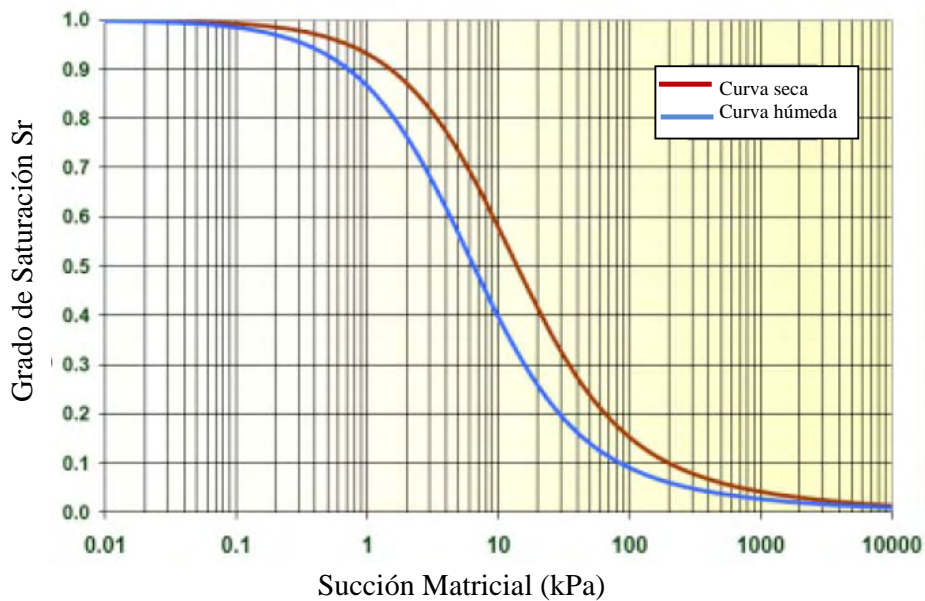


Fig.2.14 Ilustra la histéresis en la curva característica suelo-agua.

Otra manera de obtener la curva característica suelo agua es prediciéndola en base a la gravedad específica del material y a las propiedades índice del suelo. La gran mayoría de los algoritmos propuestos para predecir la curva característica suelo agua se pueden clasificar en tres:

El primero de estos está basado sobre estimación estadística de contenidos de agua al seleccionar valores de succión mátrica. Estos contenidos de agua, para cada valor de succión, son correlacionados a las propiedades índice del suelo. Este procedimiento generalmente requiere de un análisis de regresión seguido por una curva de ajuste. El segundo utiliza un análisis de regresión, las propiedades índice del suelo con parámetros de ajuste de una ecuación analítica que representa a la curva característica del suelo. La

diferencia entre el primero y el segundo se fundamenta en los parámetros utilizados para correlacionar las propiedades índice del suelo. El tercero estima a la curva característica utilizando un modelo conceptual físico. El modelo físico involucra a la gravedad específica del suelo.

2.4.1 Curvas características suelo agua determinadas con el w^*IP y D_{60}

Una caracterización de aproximadamente 190 suelos fue realizada por diversos investigadores utilizando el programa desarrollado por Soilvision Systemens Ltd. (Dunn y Palmer, 1994; Escario y Juca, 1989; Fredlund *et al.*, 1995; Gant *et al.*, 1988; Ghosh, 1980; Haverkamp y Parlange, 1986; Houston *et al.*, 1999; Krahn y Fredlund, 1972; Livneh *et al.*, 1970; Marinho y Stuermer, 1998; Oberg y Sallfors, 1977; Rahardjo *et al.*, 1995; Rohm y Vilar, 1995; Sabbagh, 1995; Vanapalli *et al.*, 1996, SoilVision, 1997.

Los suelos fueron divididos en dos categorías: suelos que tienen un índice plástico mayor que cero y suelos que tienen un índice plástico menor que cero; datos de 70 suelos con índice plástico mayor que cero y 120 suelos con índice plástico menor que cero fueron muestreados.

Los parámetros obtenidos de los suelos con índice plástico mayor que cero fueron el porcentaje que pasa la malla 200 y para los suelos con índice plástico menor que cero, no plásticos, se determinó el D_{60} .

Para los suelos con índice plástico mayor que cero, el producto del porcentaje que pasa la malla 200, como un decimal, fue multiplicado por el índice plástico como un porcentaje, este valor fue designado como w^*IP .

En base a los estudios realizados se obtuvieron las siguientes correlaciones para suelos con índice plástico mayor que cero:

$$a = 0,00364 (wPI)^{3,35} + 4(wPI) + 11 \quad (2.10)$$

$$\frac{b}{c} = -2,313(wPI)^{0,14} + 5 \quad (2.11)$$

$$\frac{h_r}{a} = 32,44e^{0,0186(wPI)} \quad (2.12)$$

Donde:

w*IP = % que pasa la malla 200 * índice plástico

w = % que pasa la malla 200, en decimal.

IP = Índice plástico, en porcentaje

IP = Límite líquido – Límite plástico

En casos donde el contenido de agua de saturación no es conocido, se puede hacer uso de la siguiente correlación:

$$\theta_{sat.} = 0,0143 (wPI)^{0,75} + 0,36 \quad (2.13)$$

Sin embargo, la ecuación anterior produce más o menos un estimado del contenido de agua de saturación:

$$G_s = 0,04 (wPI)^{0,29} + 2,65 \quad (2.14)$$

Para suelos con índice plástico menor que cero.

$$a = 0,8626 (D_{60})^{-0,751} \quad (2.15)$$

$$b = 7,5 \quad (2.16)$$

$$c = 0,1772 \ln(D_{60}) + 0,7734 \quad (2.17)$$

$$\frac{h_r}{a} = \frac{1}{D_{60}} + 9,7e^{-4} \quad (2.18)$$

Donde:

D₆₀ = Diámetro correspondiente al 60% en peso del material en peso que pasa.

B = valor promedio del parámetro de ajuste b.

Tabla 2.3 Ecuaciones propuestas por varios investigadores para determinar la Curva característica suelo-agua.

Referencia	Ecuación	Parámetros
Fredlund y Xin (1994) (F&X)	$\theta_w = C(\psi) \frac{\theta_s}{\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a} \right)^b \right]^c}$ $C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left[1 + \left(\frac{\psi}{h_r} \right) \right]}{\ln \left[1 + \left(\frac{10^6}{h_r} \right) \right]}$	<p>ψ =Succión Mátrica en kPa. θ_w = Contenido volumétrico del agua θ_w = Contenido volumétrico saturado de agua Pa. a = Parámetro del suelo el cual es función del valor de entrada del aire del suelo en k b = parámetro del suelo el cual esta en función de la proporción de la extracción del agua del suelo, una vez que el valor de la entrada de aire ha sido excedido. c = parámetro del suelo el cual esta en función del contenido del agua residual en kPa.</p>
Van Genuchten (1980) (Van. G.)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{h}{a} \right)^b \right]^c}$	<p>θ_r= contenido residual del volumen de agua. a= parámetro del suelo que esta en función del valor de entrada de aire en el suelo en kPa. b= parámetro del suelo que esta en función de la extracción del agua del suelo, una vez que el valor de la entrada de aire ha sido excedido. c= parámetro del suelo que esta en función del contenido de agua residual.</p>
Mckee and Bumb (1987)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + \exp\left(1 - \frac{(h-a)}{b}\right)}$	<p>θ_r= contenido de agua residual a= parámetro de la curva de ajuste b= parámetro de la curva de ajuste</p>
Van Genuchten Y Mualen (1980) (Van G&M)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{h}{a} \right)^{b_m} \right] \left(1 - \frac{1}{b_m} \right)}$	<p>θ_r= contenido de agua residual a= parámetro del suelo que esta en función del valor de entrada de aire del suelo en kPa. b_m= parámetro del suelo que controla la pendiente en el punto de inflexión en la SWCC.</p>

Continúa Tabla 2.3

Referencia	Ecuación	Parámetros
Gardner (1958)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + \left(\frac{h}{a}\right)^b}$	θ_r = contenido de agua residual a= parámetro del suelo que esta en función del valor de entrada del aire del suelo en kPa. b= parámetro del suelo que esta en función de la extracción de agua del suelo, una vez que el valor de entrada de aire ha sido excedido.
Brooks y Corey (1964) (B&C)	$\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{a_b}{h}\right)^{b_b}$	θ_r = contenido de agua residual a_b = presión en kPa. B_b = tamaño índice de poro
Williams Et. al (1983)	$\ln \theta_e = A + B \ln h$	A= parámetro de ajuste B= parámetro de ajuste
Farrel y Larson (1972)	$h = (u_a - u_w)_b \exp[\alpha(\theta_s - \theta_w)]$	α = Constante empírica ($u_a - u_w$) $_b$ = valor de entrada de aire
Assouline Et. al. (1998)	$\theta_w = \theta_L + (\theta_s - \theta_L) \left[1 - \exp \left[-\varepsilon \left(\frac{1}{\psi} - \frac{1}{\psi_L} \right)^\eta \right] \right]$	Ψ = capilaridad Ψ_L =capilaridad correspondiente a un bajo contenido de agua, en la cual la conductividad hidráulica es insignificante. θ_L = contenido de agua capilar Ψ_L η = parámetro de ajuste ε = parámetro de ajuste

La Figura 2.15 muestra una familia de curvas obtenidas por métodos de aproximación utilizando las propiedades índice del suelo como son el D_{60} , el índice plástico y el porcentaje que pasa la malla 200, ajustándolas con la ecuación de Fredlund y Xin. Resultado de la experimentación de los 190 suelos estudiados.

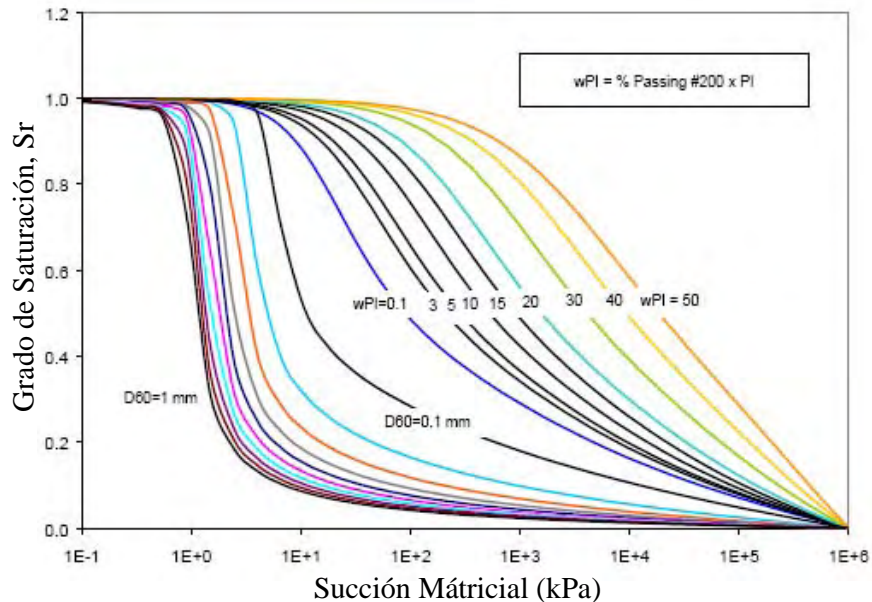


Fig.2.15 Familia de curvas características suelo-agua (Zapata, 1999)

2.4.2 Aplicaciones de la curva característica suelo-agua

La curva característica suelo-agua que se utilizara en esta investigación se basa en la ecuación de Fredlund y Xing (1994). Ésta es requerida cuando se resuelven problemas de ingeniería aplicando la mecánica de suelos no saturados, la cual es más y más común en la práctica en estos días. Por ejemplo, esta es esencial cuando se modela el flujo de agua bajo estructuras de pavimentos, presas, y estabilidad de taludes por que la permeabilidad en suelos no saturados se deriva utilizando la curva característica. Agregando, además que la succión es una variable fundamental, la curva característica se requiere para determinar los cambios de volumen.

La curva característica suelo-agua representa el contenido de agua *versus* succión del suelo y provee una importante propiedad de suelos no saturados que puede utilizarse para estimar el esfuerzo cortante, permeabilidad y cambios de volumen de suelos no saturados (Fredlund y Rahardjo, 1993; Vanapalli *et al.*, 1996; Fredlund, 1999; Fredlund *et al.*, 2000).

2.4.2.1 Permeabilidad

La ley de Darcy que gobierna el flujo de agua a través de suelos saturados esta también es valida para los suelos no saturados. En suelos no saturados, el flujo de agua a través de la fase por lo tanto existe una intima relación entre permeabilidad y la curva característica suelo agua. Varias aproximaciones pueden ser utilizadas para obtener la permeabilidad ($k_w(\theta_w)$) de un suelo no saturado de esta curva característica suelo agua. La aproximación más rigurosa es a través del uso de un modelo estadístico dado por la siguiente expresión:

$$k_w(\theta_w) = \frac{T_s^2}{2\rho_w g \mu} \frac{n^2}{m^2} \sum_{i=1}^l \frac{2(l-i)-1}{(u_a - u_w)_i^2} \quad (2.19)$$

Donde:

T_s = tensión superficial del agua

ρ_w = densidad del agua

μ = viscosidad dinámica del agua

n = porosidad del suelo

m = número total de intervalos

l = número de intervalos correspondiente a θ

$u_a - u_w$ = succión mátrica correspondiente al punto medio del intervalo de la SWCC

El flujo de humedad en arcillas expansivas es dominado por la familia de grietas y estructura de los bloques de arcilla, lo cual hace necesario caracterizar el flujo en dos partes, la primera es el flujo a través de las grietas, y en segunda la correspondiente a la difusión dentro de los bloques, terrones del suelo. Las grietas en el suelo expansivo controlan la rapidez y ubicación del agua que tiene acceso a la masa de suelo, así mismo controlan su deformación y características de resistencia.

Knight, 1971, realizó una contribución importante para la caracterización de la estructura de grietas en la masa del suelo expansivo, utilizando histogramas polares que muestran las direcciones predominantes de la familia de grietas.

El comportamiento en campo de masas de suelo expansivo puede ser mejor descrito por sus propiedades estadísticas y es lo más recomendable para el diseño de estructuras que deben descansar o interactuar con suelos expansivos.

Como consecuencia de la naturaleza estocástica de las propiedades en campo de los suelos expansivos, debe tenerse cuidado en todas las predicciones que tengan como base pruebas de laboratorio o en desarrollos teóricos que no tomen en cuenta la influencia de los sistemas de grietas de los suelos expansivos.

La permeabilidad de la masa de suelo agrietada controla la velocidad con que entra o sale el agua del suelo, por infiltración o evaporación, respectivamente.

Se han realizado estudios numéricos de flujo de sistemas de suelo agrietado, estos han sido rigurosamente verificados por cálculos de prueba y error de permeabilidades en campo. Las permeabilidades son del orden de 10^{-6} cm/s y tienen la misma forma de variación con la succión que una muestra de laboratorio, debiendo ponerse atención en la predicción de los valores medidos en campo, respecto al cambio de succión con el tiempo.

2.4.2.2 Esfuerzo cortante

El esfuerzo cortante de un suelo no saturado puede representarse como una extensión del criterio de Mohr-Coulomb, este propone que el esfuerzo cortante de un suelo no saturado puede ser obtenido de los parámetros del esfuerzo cortante de suelos saturados y de la curva característica suelo agua.

3. CAPACIDAD DE CARGA

En el análisis de una cimentación se debe de revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límites de falla y de servicio del suelo de cimentación.

En este capítulo trataremos el estado límite de falla, el cual se entiende por cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación, o la echo de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga (RCDF, 2004).

Los siguientes ejemplos de estado límite de falla de una cimentación (RCDF, artículo 224):

- a) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación
- b) Flotación
- c) Falla de los elementos de la estructura de cimentación

3.1 Capacidad de carga última de un suelo saturado.

En relación con el desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, generado por la presión vertical conocida como capacidad de carga última por resistencia al corte del suelo, de los estudios de la teoría de la plasticidad respecto a dicha capacidad de carga se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. Si la base de una zapata continua descansa sobre la superficie de un suelo sin peso que posee cohesión y fricción, el suelo falla como se indica en la Fig. 3.1 a través de 5 zonas. Debido a la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata, la zona I permanece en estado elástico; actúa como si fuera parte de la zapata y penetra en el suelo como una cuña; sus fronteras forman un ángulo de $45 - \phi/2$ con la horizontal.

2. En las zonas II y III se genera un patrón de esfuerzos cortantes, los cuales en la zona II son iguales al estado pasivo de Rankine; las fronteras de la zona pasiva forman un ángulo de $45 - \phi/2$ con la horizontal.
3. Las zonas II se conoce como zonas de esfuerzos radiales, porque las rectas de esta zona plástica parten de las aristas de la zapata. La otra familia de curvas son espirales logarítmicas, cuyos centros s localizan en las aristas de la zapata.

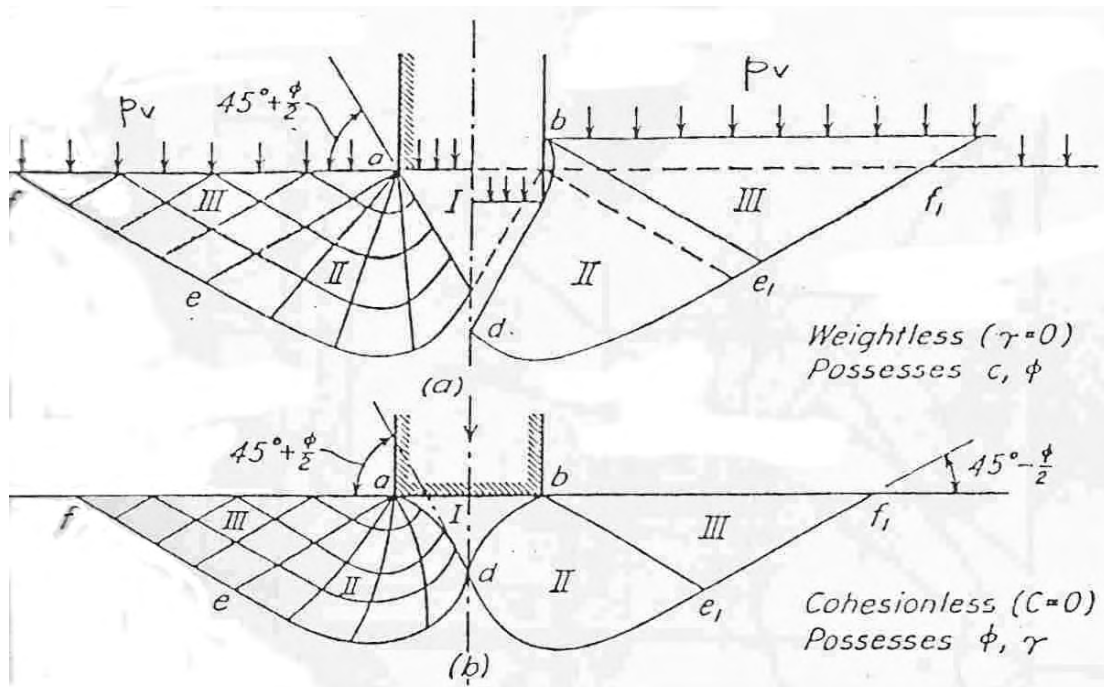


Fig. 3.1. Zonas de equilibrio después de la falla (Terzaghi y Peck, 1967)

La capacidad de carga última está dada por:

$$q_d = cN_c + p_v N_q + (1/2)\gamma B N_\gamma \quad (3.1)$$

Donde:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (3.2)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3.3)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi \quad (3.4)$$

Si el suelo no tiene cohesión, pero si fricción y peso propio, el patrón d falla se muestra en la Fig. 3.1b. Las fronteras de la zona elástica I son curvas, las dos ramas se intersecan en el punto d, formando un ángulo de $90^\circ - \phi$. En la zona II las líneas radiales son curvas. En la zona II se presenta el estado pasivo de Rankine.

La ecuación de una espiral logarítmica es (Fig.3.2)

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (3.5)$$

La espiral logarítmica tiene la propiedad de que el ángulo entre el radio vector y la normal a la curva vale ϕ (Fig. 3.2) en cimientos profundos, Zeevaert (1973) hace la hipótesis de que la superficie de falla se extiende hasta que ésta se vuelve vertical (Fig.3.3); por lo tanto, el ángulo entre el radio vector y la horizontal vale ϕ .

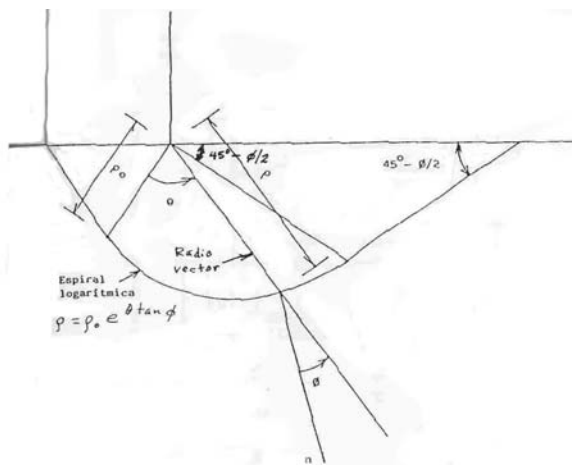


Fig. 3.2 Espiral logarítmica

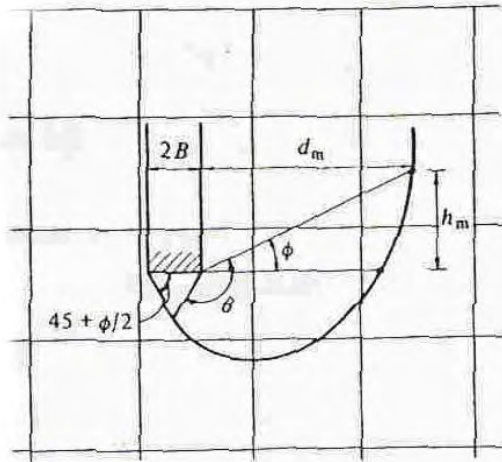


Fig. 3.3 Espiral Logarítmica en un cimiento profundo (Zeevaert, 1973)

Cabe aclarar que para la obtención de la ecuación de capacidad de carga q_d (ec. 3.1), se hicieron las siguientes hipótesis: el material es incompresible, su comportamiento es rígido plástico, y se trata de un estado de deformación plana.

Por lo demás, las limitaciones de las teorías sobre capacidad de carga no tienen una importancia práctica seria. Porque la precisión de las soluciones aún aproximadas depende en mayor medida de nuestra habilidad para evaluar las propiedades mecánicas de los suelos que entran en las ecuaciones, que de los defectos de las propias teorías (Terzaghi y Peck, 1967).

3.1.1 Efecto de la forma de la cimentación

La expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de la plasticidad (ec. 3.1) es válida para una zapata de longitud infinita para cimientos circulares, cuadrados y rectangulares se emplean factores de forma obtenidos experimentalmente. Así, la capacidad de carga última está dada por:

$$q_d = cN_c F_c + p_v N_q f_q + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma \quad (3.6)$$

Donde:

$$f_c = 1 + 0.25 (B/L) \quad (3.7)$$

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi \quad (3.8)$$

$$f_\gamma = 1 + 0.4(B/L) \quad (3.9)$$

En un cimiento de planta circular se toma $b=L=D$, siendo D el diámetro del cimiento.

En todos los casos $B/L \leq 1$.

3.1.2 Capacidad de carga resistente. Factores de resistencia

Definamos ahora la capacidad de carga resistente de un suelo con la siguiente expresión:

$$qR = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (3.10)$$

Donde F_{Ri} son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo. En general $F_{Ri} \leq 1$.

3.1.3 Presión última sobre el terreno. Factores de carga.

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale:

$$q = \Sigma Q / A \quad (3.11)$$

Donde:

ΣQ = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento.

Además:

$$q = (1/A)(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n) \quad (3.12)$$

Definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma:

$$q_{ult} = (1/A)(Q_1 F_{c1} + Q_2 F_{c2} + \dots + Q_n F_{cn}) \quad (3.13)$$

Donde F_{ci} son factores de carga, que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas. En general $F_{ci} \geq 1$, aun cuando en algunos casos particulares F_{ci} puede ser menor que uno.

La ecuación 3.12 en forma simplificada resulta:

$$q_{ult} = \Sigma QF_c / A \quad (3.14)$$

3.2 Capacidad de carga en suelos parcialmente saturados

Consideremos un suelo plástico totalmente saturado y hagamos que este pierda humedad; durante este proceso se forman meniscos que producen tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos intergranulares de compresión en la estructura de compresión en la estructura sólida del terreno (Juárez Badillo y Rico, 1976). A la diferencia entre la presión en el aire y la presión en el agua se le denomina succión, la cual vale $(u_a - u_w)$, siendo u_a = presión en el aire y u_w la presión en el agua. Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión intergranular, y por consiguiente un aumento de la resistencia al corte, tal como se muestra en la Fig. 3.4. En esta figura se aprecia que al disminuir el grado de saturación (con el consecuente aumento de la succión) se incrementa la resistencia al corte del terreno.

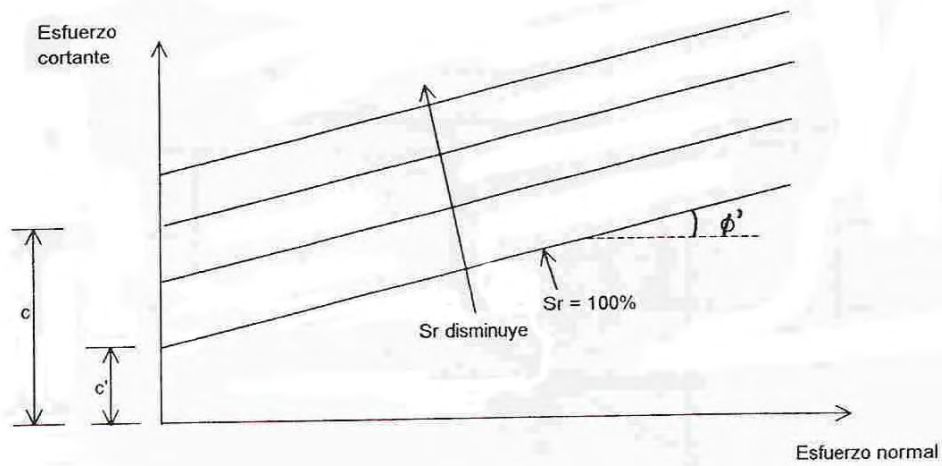


Fig. 3.4. Variación de la resistencia al corte con el grado de saturación.

Fredlund y Rahardjo (1993) consideran que la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado está dada por:

$$s = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.15)$$

Siendo $(u_a - u_w) =$ succión.

Cabe aclarar que, en un suelo cohesivo parcialmente saturado, al aumentar la presión de confinamiento σ_3 se incrementan tanto la presión del aire u_a como la presión en el agua u_w ; si en los poros del suelo se presenta un estado abierto (vacíos de aire interconectados entre sí; Marsal, 1979) la presión u_a se disipa rápidamente y el suelo se comprime. En consecuencia, aumenta el grado de saturación del suelo. Para valores altos del grado de saturación S_r los poros pasan del estado abierto al estado ocluido (vacíos del aire no conectados entre sí); en este momento la presión del aire se aproxima a la del agua $u_a \cong u_w$

este fenómeno se presenta para valores del grado de saturación cercanos al 100%. Para $S_r = 100\%$, $u_a = u_w$. La ecuación 3.15 se transforma en:

$$s = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (3.16)$$

Que es la ley de resistencia de un suelo totalmente saturado.

Para calcular la capacidad de carga, se estima el valor más desfavorable de la succión en el campo, y se sustituye en la ec. 3.15. Para un valor fijo de la succión, la cohesión del suelo vale:

$$c = c + (u_a + u_w) \tan \phi^b \quad (3.17)$$

y la ec. 3.15 queda:

$$s = c + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (3.18)$$

Podemos observar que en la ec. 3.18 que para una cierta succión el suelo se puede considerar como un material cohesivo-friccionante, por lo que se puede aplicar la ecuación 3.10 para determinar su capacidad de carga como sigue:

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (3.19)$$

O bien si hacemos $F_R = F_{R1}$

$$q_R = [cN_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (3.20)$$

4. CAMBIO DE VOLUMEN EN SUELO EXPANSIVOS

4.1 Relación entre el cambio de volumen y el esfuerzo efectivo en la succión del suelo.

4.1.1 Esfuerzo efectivo en suelos no saturados.

Terzaghi formuló en 1925 su ley de esfuerzo efectivo:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (4.1)$$

donde:

σ = esfuerzo normal total

u_w = presión de poro en el agua

σ' = esfuerzo efectivo

La definición que da la ecuación 4.1 ha sido usada satisfactoriamente en la descripción del esfuerzo cortante y del fenómeno del cambio de volumétrico en suelos saturados.

El estado de esfuerzos en un suelo saturado, de acuerdo a Terzaghi, queda definido completamente por las variables de esfuerzo efectivo:

$$[\sigma'] = \begin{bmatrix} (\sigma_x - u_w) & \tau_{xy} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_w) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_w) \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ = esfuerzos normales en las direcciones x, y, z

τ = esfuerzos cortantes

La variable de estado de esfuerzos toma, en este caso, la interacción entre las dos fases, la líquida y la sólida.

Para suelos no saturados, es necesario considerar la tercera fase: la gaseosa (aire). La definición de estado de esfuerzos efectivos en suelos no saturados debe, por tanto, considerar el aire en los poros y la interacción entre el aire y el agua en los poros.

El estado de esfuerzos para suelos no saturados puede definirse en términos de dos variables de estado de esfuerzo (Fredlund y Morgenstern, 1997), por medio de dos tensores de esfuerzo independientes actuando en un punto de un suelo no saturado.

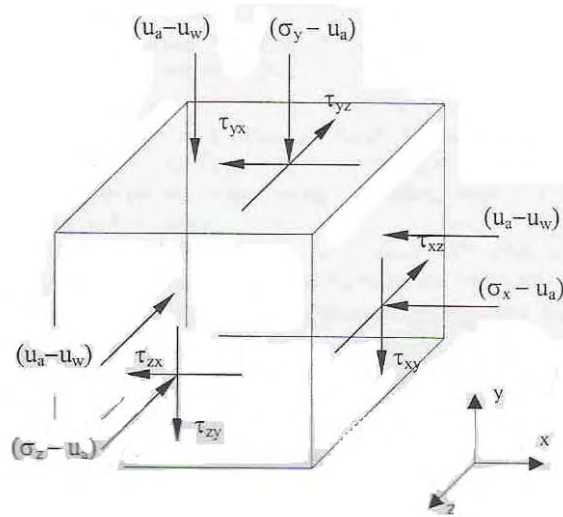


Fig. 4.1 Elemento que muestra el estado de esfuerzos en un punto de un suelo no Saturado

Esfuerzo normal neto:

$$[\sigma'] = \begin{bmatrix} (\sigma_1 - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (\sigma_2 - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (\sigma_3 - u_w) \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

Succión matricial:

$$[\psi] = \begin{bmatrix} (\sigma_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (\sigma_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (\sigma_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = esfuerzos normales en las direcciones x, y, z

u_a = Presión del aire de poro

u_w = Tensión capilar en el agua de poro o succión matricial.

Entonces tenemos que para suelos no saturados se requieren dos variables de estado de esfuerzos, debido a que el comportamiento esta afectado también por la succión.

Hay una relación muy estrecha entre la succión matricial y la humedad, esta depende de la estructura del suelo y su peso específico. En forma adicional a los cambios que produce en el suelo, se tienen que considerar los cambios de humedad del suelo. Estructuras construidas en suelos expansivos generalmente sufren levantamientos, porque las áreas cubiertas reducen la evaporación natural del suelo. Esta variación de la humedad tienen un efecto adverso en algunas propiedades físicas del suelo expansivo, tales como inestabilidad volumétrica y de resistencia al esfuerzo cortante.

Para la predicción del comportamiento de un suelo no saturado, es fundamental considerar no solo los esfuerzos geostáticos sino también los factores ambientales que pueden influir en la succión del suelo.

Cuando el suelo está saturado al 100% pero su presión de poro es negativa la ecuación 4.1 puede aplicarse. Si los poros del suelo contienen agua y aire, la presión de poro “ u ” no actúa uniformemente sobretodos los granos de suelo y dicha ecuación no es apropiada.

Dada la enorme ventaja que supone trabajar con una sola variable, igual que sucede con el esfuerzo efectivo en suelos saturados, a lo largo de la historia ha habido propuestas de variables de estado de esfuerzo para suelos no saturados. La primera propuesta es de Bishop (1959):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (4.5)$$

Donde:

u_a = presión del aire de poro

u_w = presión del agua de poro

$(u_a - u_w)$ = succión del agua de poro

χ es un parámetro que depende el grado de saturación con valores entre cero para un suelo seco y de uno para suelos saturados.

Esta ecuación no ha sido adecuadamente probada hasta ahora, sin embargo se ha usado exitosamente para explicar el comportamiento de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos arcillosos y también no cohesivos parcialmente saturados (Bishop et al, 1960); Donald, 1964; Bligh, 1965a y 1965b). Existe poca evidencia sobre la aplicación de la ecuación 4.5 al cambio volumétrico de suelos (Bligh 1965, 1966 y 1967).

Respecto al significado de χ se debe de considerar que se trata de un factor empírico que depende de muchas variables; es un factor de equivalencia que describe los efectos relativos del esfuerzo aplicado y de la presión de poro en los parámetros ingenieriles del suelo.

Inicialmente se creía que sólo una variable de esfuerzos era necesaria para describir el comportamiento de los suelos no saturados. Las propuestas intentaban englobar la ecuación de las presiones efectivas de Terzaghi, desde una perspectiva más general. Así, en el caso de suelos saturados, $u_a = u_w$, la ecuación (4.5) se transforma en la ecuación de presiones

efectivas. Se han realizado varios intentos de conseguir una ecuación con el mismo grado de validez que la ley Terzaghi; sin embargo ninguno ha alcanzado el éxito de ésta.

Jennings y Burland (1962) establecen que la ecuación de Bishop (4.5) no provee de una adecuada relación entre el cambio de volumen y los esfuerzos efectivos para muchos suelos. Aitchison (1965) propone que, dada la dificultad de determinar el valor de χ , es más adecuado tratar de forma independiente el término σ y $u_a - u_w$ para así determinar las trayectorias de esfuerzos por separado. Posteriormente Matyas y Radhakrishna (1968) reflejan el comportamiento de un suelo a partir de una superficie de estado que liga el índice de poros con la succión y el esfuerzo aplicado. Barden et al (1969 a) sugiere que el cambio de volumen de un suelo no saturado debe de ser analizado en términos de componentes separadas de esfuerzos aplicados, $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$. Las superficies de estado, siguiendo el esquema que propusieron Matyas y Radhakrishna (1968), y que han seguido otros autores, Fredlund y Morgenstern (1976) y Lloret y Alonso (1982, 1985), han descrito las variaciones de volumen de los suelos bajo cambios en la carga y en la succión. Sin embargo la unicidad de dicha superficie se pierde si se siguen trayectorias de esfuerzos en las cuales las variaciones de succión no son monótonas. Además el planteamiento que siguen las superficies de estado dificulta la integración de estos conceptos en un modelo constitutivo mecánico más general.

De las variables que están actualmente consideradas que controlan el comportamiento de los suelos parcialmente saturados, el término $(u_a - u_w)$ constituye la definición de deficiencia de presión de agua en el suelo, o la succión matricial $s = - \gamma_m \psi_m$ (ψ_m , potencial matricial). Sin embargo, el potencial total ψ_T se puede expresar, de forma más general por la suma de los siguientes factores: potencial osmótico, ψ_o , potencial gravitacional, ψ_g , potencial matricial (donde se incluye la componente capilar y la componente de adsorción), ψ_m , y potencial neumático, ψ_a . El potencial gravitatorio está relacionado con la cota a la que se encuentra el agua. El neumático, con la presión de la fase gaseosa, y sólo debe considerarse cuando la presión es diferente a la atmosférica. El potencial total de succión ψ_s es la suma

del potencial capilar y el osmótico, y es el que controla el comportamiento de un suelo parcialmente saturado. El potencial matricial es el debido a las fuerzas capilares y de adsorción, que se consideran de forma conjunta, por su difícil separación. Entonces el potencial total se define como:

$$\psi_T = \psi_m + \psi_o + \psi_g + \psi_a + \dots \quad (4.6)$$

Los puntos suspensivos significan que es posible teóricamente, tener términos adicionales.

Experimentalmente se ha comprobado que los cambios en succión de soluto inducen deformaciones volumétricas, tal y como se aprecia en la Fig. 4.2, en la cual se representan los resultados de ensayos de consolidación con agua con diferentes concentraciones de sal, y para diferentes sales. Sobre este aspecto hay que señalar que en algunos casos se observan variaciones según sea el tipo de sal empleada (Fig. 4.3). Sin embargo, se esperaría que las variaciones volumétricas sólo dependieran del valor de la succión, o concentración, y no del tipo de soluto. Una posible explicación a este hecho corresponde a la actuación de otros fenómenos físicos-químicos entre la arcilla y algunos iones, tal y como señalan Alonso *et al* (1987).

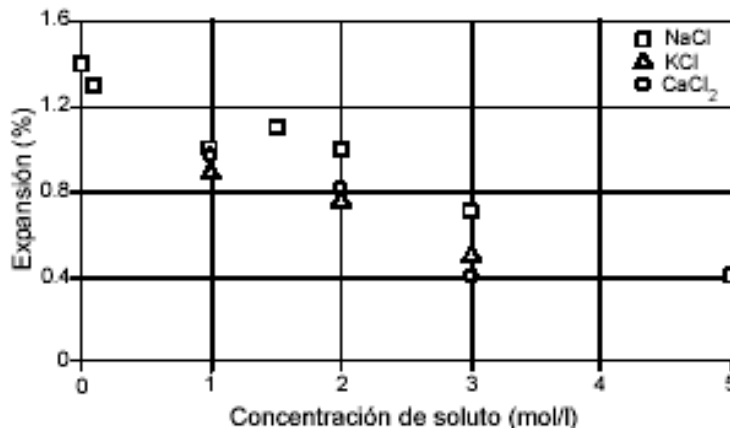


Fig. 4.2. Expansión en arcilla Tournemire mojado con diferentes soluciones salinas (Daupley, 1997).

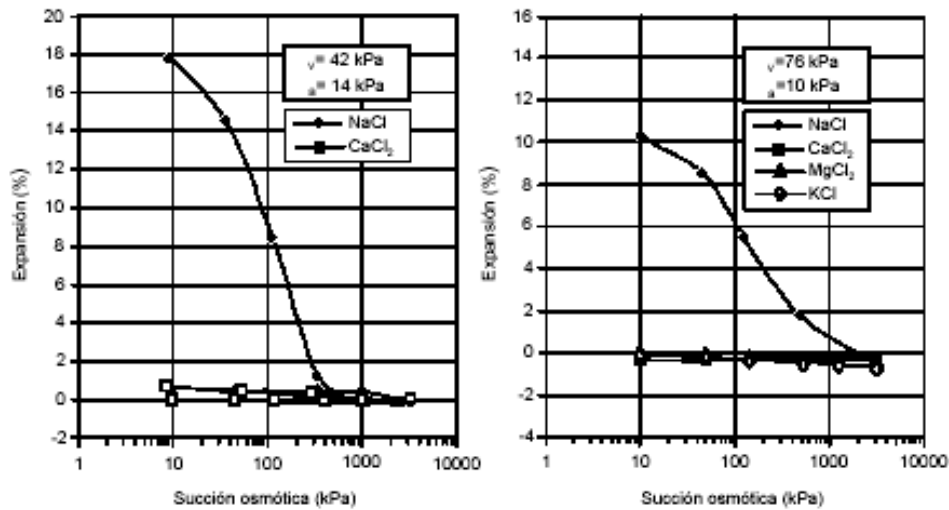


Fig. 4.3. Resultados de ensayos de consolidación en una arcilla pleistocena (adaptado de Richards *et al.* 1984)

Se ha demostrado la importancia de la succión osmótica en las propiedades del suelo, particularmente en el cambio de volumen, por tanto, es de esperarse que deberá desempeñar un papel cada vez más significativo en la ingeniería de suelos no saturados. La experiencia aún no es suficiente como para sugerir los efectos relativos de la componente matricial y la osmótica, que no necesariamente son los mismos, en el amplio rango de valores que se obtienen en los suelos (de la misma forma que los efectos σ y u_w no necesariamente son los mismos). En estas condiciones resulta conveniente medir ambas componentes de succión en lugar de la total y tomar en cuenta los efectos relativos de cada una por medio de dos factores empíricos (Richards, 1967):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi_m(u_a - u_w) + \chi_o(u_a - u_b) \quad (4.7)$$

Donde los índices m y o se refieren a la componente matricial y a la osmótica, respectivamente.

4.1.2 Limitaciones para el uso de ecuaciones de esfuerzo efectivo en suelos no saturados

Las principales limitaciones en el uso de ecuaciones de esfuerzo efectivo en la forma observada, están en la naturaleza compleja del suelo no saturado. Esto quiere decir que una ecuación simple no puede aplicarse a suelos con un amplio rango de esfuerzos e historia de humedades del suelo (efectos de preconsolidación sobre parámetros del suelo), efectos del tiempo (creep y compresión secundaria), alteraciones de la estructura del suelo debidas tanto a efectos físicos como químicos (colapso de suelos cuando se humedecen rápidamente).

Por tanto estas limitaciones pueden agruparse en dos tipos en conjunto o independientes una de la otra:

1. Las debidas a la complejidad de la estructura del suelo, particularmente las discontinuidades que puede presentar la masa de suelo (grietas). Existe evidencia experimental de la equivalencia entre presión de poro negativa o succión matricial y esfuerzo aplicado en el desarrollo de cambios de volumen en suelos (Croney et al, 1950; Aitchison y Donald, 1956). Cuando la deshidratación empieza a ocurrir o aparecen las grietas, falla la equivalencia entre succión y esfuerzo aplicado, debido a la naturaleza y variada distribución de esfuerzos y humedad dentro de la masa de suelo.
2. Las debidas a lo complejo de la naturaleza de la físico-química de la relación agua-electrolito del agua, que se manifiesta en los componentes mátrica y osmótica del suelo. Como se menciona la única expresión satisfactoria para tomar en cuenta el agua del suelo es el ecu. 4.7 de esfuerzo efectivo. La importancia de ambas componentes de la succión esta bien establecida y la principal dificultad en su uso sería su determinación para su aplicación práctica.

4.2 Comportamiento volumétrico

Los procesos que dan lugar al cambio de volumen en suelos parcialmente saturados son diversos, siendo los más comunes los de compresión en contenido de agua constante y los de desecación o hidratación bajo carga constante. El primer tipo de procesos puede originarse cuando el suelo parcialmente saturado es cargado con relativa rapidez, por ejemplo, el asentamiento instantáneo que se produce durante al erección de un edificio o por la construcción de una presa de tierra o terraplén el segundo tipo ocurre cuando, como es usual, después de la construcción ocurre hidratación durante varios años por difusión de flujo ascendente, en el suelo parcialmente saturado, proveniente del nivel freático o infiltración de agua de lluvia: la desecación ocurre lentamente por difusión hacia el exterior bajo gradientes térmicos o de evapotranspiración en ciertas circunstancias el suelo puede inundarse después de la construcción ,la inundación puede provocar una infiltración rápida del agua de lluvia.

En climas semiáridos, que son los que prevalecen sobre la mayor parte de la tierra (Meigs, 1953)., los fenómenos de cambio de volumen más importantes son los de compresión bajo contenido de agua constante seguidos por expansión o asentamiento, así como la expansión cuando el suelo se hidrata por efecto de la lluvia o por el nivel de aguas freáticas.

4.2.1 Compresión a humedad constante

La relación entre cambios de esfuerzo efectivo y deformación volumétrica para suelos parcialmente saturados puede escribirse como:

$$-\Delta\varepsilon_v = C\Delta[(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \quad (4.8)$$

La deformación volumétrica unitaria ε_v de un suelo parcialmente saturado es por tanto dependiente de la variación de las componentes de esfuerzo $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$ y del

factor χ , el cual es en si mismo una función de $(u_a - u_w)$. La relación entre deformación volumétrica y esfuerzo se representa más claramente en un espacio tridimensional esfuerzo deformación como se muestra en la Fig. 4.4. en este diagrama el eje vertical representa la deformación volumétrica unitaria ε_v y los dos ejes horizontales representan, respectivamente, la succión $(u_a - u_w)$ y la diferencia de esfuerzos $(\sigma - u_a)$. Cualquier punto en el plano:

$$[\varepsilon_v, (\sigma - u_a), (u_a - u_w) = 0] \quad (4.9)$$

Representa una condición esfuerzo-deformación en un suelo saturado. Si $(u_a - u_w) = 0$, $(\sigma - u_a) = (\sigma - u_w) = \sigma'$.

Para un suelo parcialmente saturado sin presión confinante la condición se representa por puntos en el plano:

$$[\varepsilon_v, (\sigma - u_a) = 0, (u_a - u_w)] \quad (4.10)$$

La curva ABC en al Fig. 4.4 es una curva típica para la compresión de un suelo parcialmente saturado, a contenido de agua constante. Si el suelo es expansivo y $(u_a - u_w)$ pasa a cero bajo carga constante $(\sigma - u_a)$, provocará trayectorias como la BB' o CC'. La línea B'A'bc' representa por tanto esfuerzos efectivos verdaderos de la curva ABC del suelo parcialmente saturado. Si el suelo se somete a una fuerte compresión, $(u_a - u_w)$ se reducirá a cero a humedad constante y las líneas ABC y B'A'bc' se unirán. Los puntos b y c del suelo saturado están a la misma deformación volumétrica que los puntos B y C del suelo parcialmente saturado. Y deben por tanto estar bajo esfuerzo efectivo idéntico.

Por aplicación de la ecuación 4.5:

$$\Delta\sigma' = \Delta(\sigma - u_a) + \chi\Delta(u_a - u_w) \quad (4.11)$$

A los puntos B y b o C y c se observa fácilmente que el factor χ está representado por la pendiente bB o cC. Si el suelo colapsa por inundación, la reducción a cero de $(u_a - u_w)$ bajo carga constante causará que el suelo describa trayectorias como BB'' y CC'' sobre líneas de compresión saturada B''C''.

Esta línea es interpretada como una consecuencia del rompimiento de la estructura del suelo y no puede ser relacionada con la línea verdadera de esfuerzo efectivo para el suelo. Los valores de la función de esfuerzo efectivo no puede evaluarse por relación entre los esfuerzos de la línea ABC y los correspondientes a la línea B''C'' para este tipo de suelos.

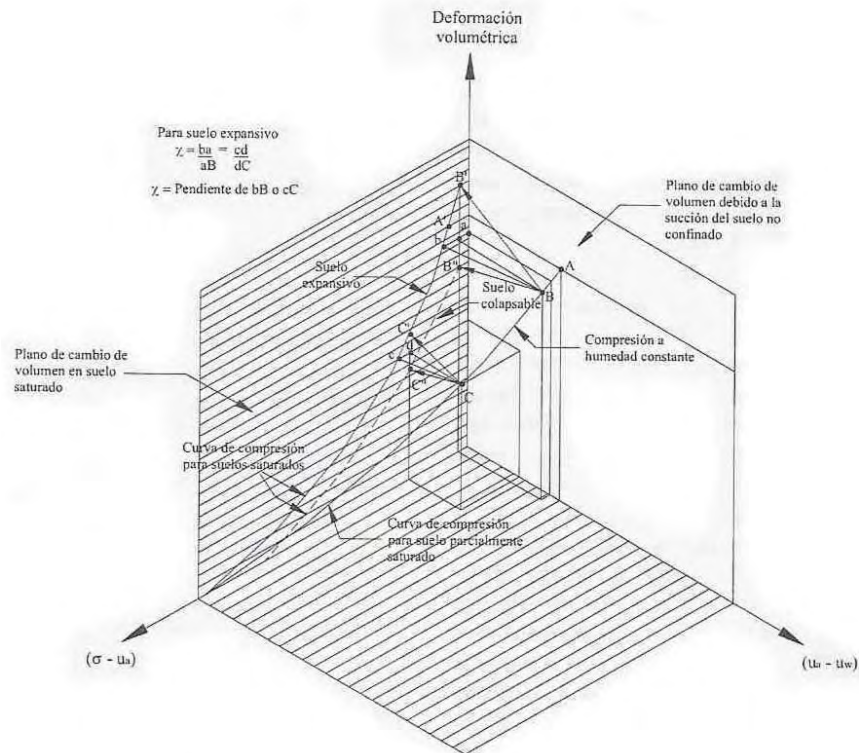


Fig. 4.4 Diagrama tridimensional esfuerzo-deformación para compresión isotrópica de un suelo parcialmente saturado

4.2.2 Expansión bajo carga constante

Para la expansión bajo carga constante , la ecuación de esfuerzo efectivo puede escribirse:

$$-\Delta\varepsilon_v = C\Delta[\chi(u_a - u_w)] \quad (4.12)$$

Usando un diagrama esfuerzo-deformación tridimensional de la Fig. 4.4, las curvas típicas son como lo indica la Fig. 4.5. Los suelos expansivos se expanden continuamente conforme la succión disminuye, a lo largo de trayectorias como Aa BC'. Cuando el suelo se satura en B, la curva de expansión continúa sin interrupción dentro de la región de saturación a lo largo de líneas como BC'. La expansión del suelo saturado se representa por la trayectoria CbBC'.

Los puntos a y b han experimentado la misma expansión por tanto tienen el mismo esfuerzo efectivo. Aplicando la ecu. 4.11 a los puntos a y b puede verse el parámetro de esfuerzo efectivo χ está dado por al pendiente de ab.

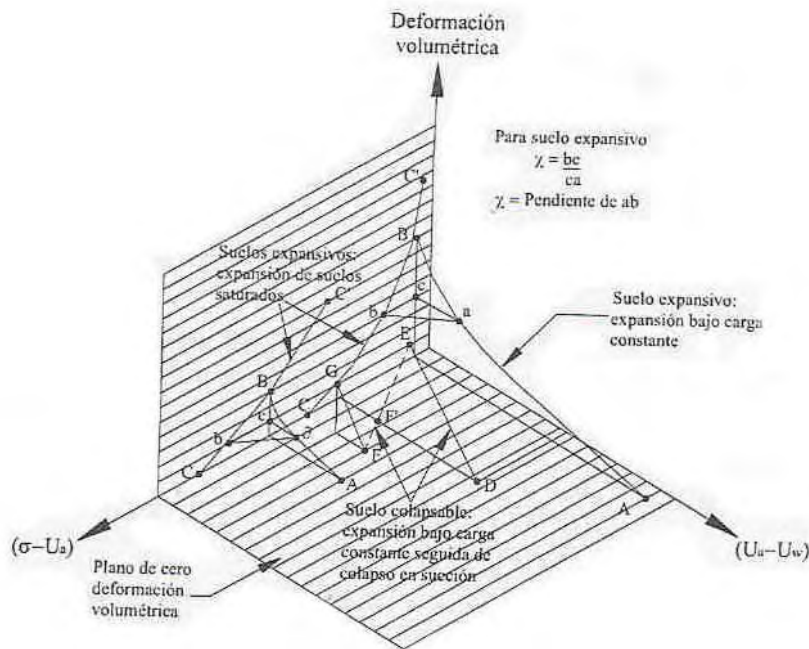


Fig. 4.5 Diagrama tridimensional esfuerzo-deformación bajo carga isotrópica constante de un suelo parcialmente saturado

4.2.3 Presión de expansión a volumen constante

Cuando se reduce la succión ligeramente, debe de aumentarse la carga sobre el suelo si se desea mantener la deformación volumétrica sin cambio. Si se reduce progresivamente la succión, a volumen constante, hasta que el suelo se satura, se describe un contorno de esfuerzo efectivo como lo indica la Fig. 4.6.

Este proceso puede aplicar tanto para suelos expansivos como para colapsables. Con decrementos de succión pequeños y con el establecimiento del equilibrio de la succión después de cada decremento, el suelo colapsable permanece perfectamente estable después de ellos, exhibiendo una presión de expansión para cada decremento de succión.

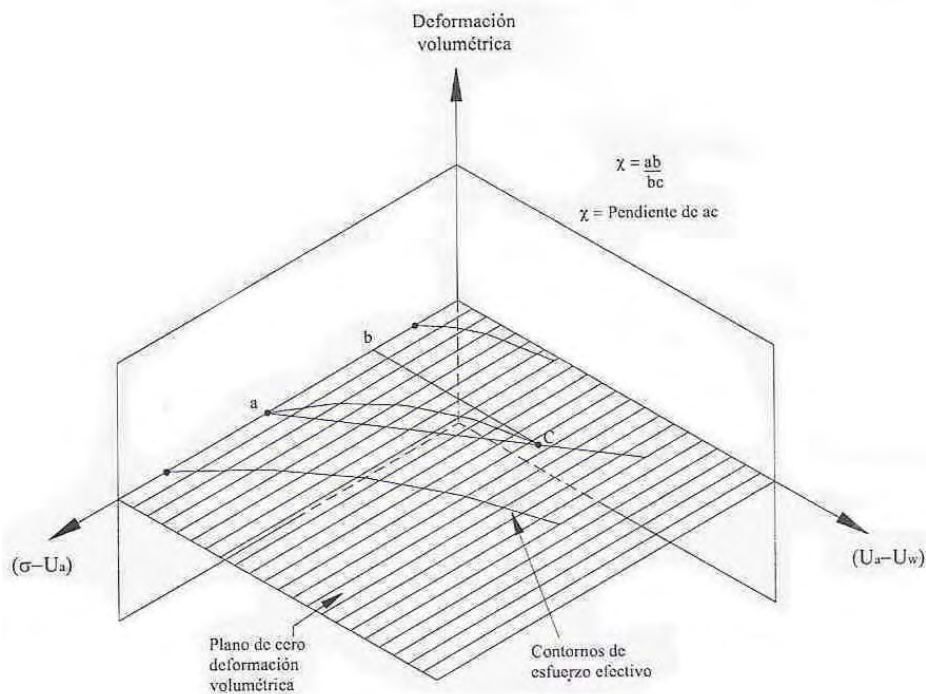


Fig. 4.6 Diagrama tridimensional esfuerzo-deformación que muestra los contornos de esfuerzo efectivo constante en un suelo parcialmente saturado

La ecuación 4.5 de esfuerzo efectivo puede arreglarse para tener:

$$\chi = \frac{\sigma' - (\sigma - u_a)}{(u_a - u_w)} \quad (4.13)$$

a = representa el esfuerzo efectivo en todos los puntos a lo largo del contorno ac

ab= representa $\sigma' - (\sigma - u_a)$

bc= representa $(u_a - u_w)$

Por lo tanto el parámetro de esfuerzo efectivo χ para el punto c está dado por la pendiente ac.

4.2.4 Función de esfuerzo efectivo para cambio de volumen

Los valores del parámetro χ de esfuerzo efectivo pueden determinarse pruebas en arcillas expansivas para cada uno de los cambios de volumen o procesos de presión de expansión descritos anteriormente.

Los valores experimentales (Bligh, 1965) se muestran en la Fig. 4.7 los resultados muestran una cierta dispersión pero es claro que cada proceso produce una banda característica de valores para el parámetro de esfuerzo efectivo.

Para la arena colapsable, los valores de χ pueden determinarse únicamente de las pruebas de presión de expansión pues este es el único proceso en el cual pueden establecerse los valores del esfuerzo efectivo verdaderos. La Fig. 4.8 muestra que la relación entre χ y $(u_a - u_w)$ es similar para una arena colapsable.

Puede concluirse que, para un suelo dado, la función de esfuerzo efectivo depende del tipo de proceso a que se sujeta el suelo y que el colapso en el cambio de volumen en suelos parcialmente saturados, pero como consecuencia del principio, Bligh, 1965a.

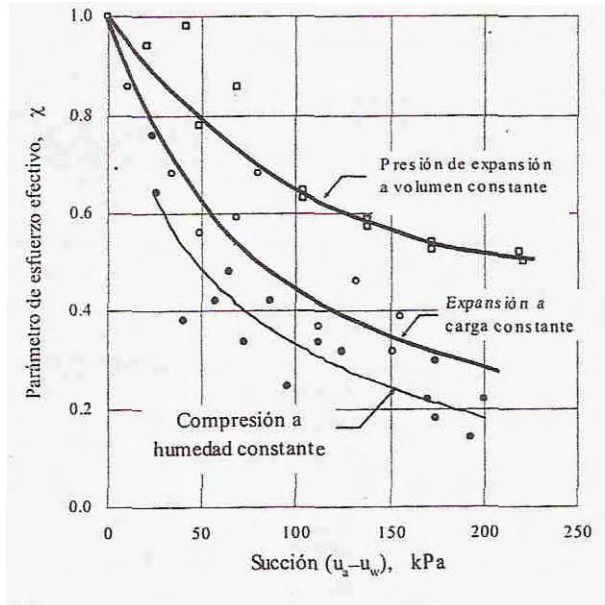


Fig. 4.7. Correlación experimental entre el parámetro χ y la succión del suelo ($u_a - u_w$) para una arcilla expansiva

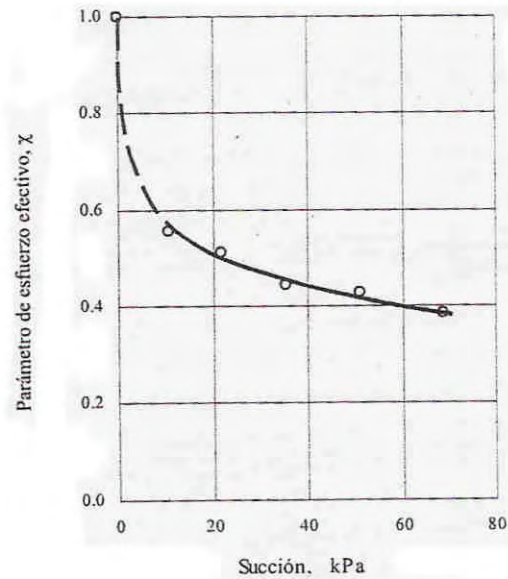


Fig. 4.8. Correlación experimental entre el parámetro χ y la succión del suelo ($u_a - u_w$) determinada en una prueba de presión de expansión en una arena colapsable.

4.3 Profundidad de la zona activa

La profundidad de la zona activa o profundidad de desecación se ha definido como el espesor de la capa de suelo en la cual existe una deficiencia de humedad. Esta profundidad es un valor transitorio afectado por el tipo de suelo, estructura, topografía y clima. La profundidad de variación de la humedad, por las estaciones del año, puede ser equivalente a la correspondiente zona activa si el material responde relativamente rápido a los cambios del clima. Sin embargo, la mayoría de los materiales no responden de esa forma, por tanto la profundidad de la zona activa generalmente es mayor que la profundidad por variación

de la humedad estacional. La historia del clima se ve reflejada en la zona activa por los extremos más áridos del pasado. No existen reglas universales aplicables para establecer la profundidad de la zona activa.

Con base a ciertas experiencias Snethen visualiza ciertas reglas para estimar la zona activa:

- a) Para perfiles de succión versus profundidad, donde se muestre un valor relativamente constante con la profundidad en los niveles más bajos, la profundidad de la zona activa se coloca en la parte más alta del rango constante.
- b) Para perfiles de succión versus profundidad, donde se muestren curvas de forma de S o Z con la profundidad, la zona activa se situará justo abajo del primer cambio importante de la succión del suelo en magnitud.

4.3.1 Perfil de succión final del suelo

Para estimar en forma anticipada la magnitud de los cambios de volumen del suelo se requiere saber cual será el perfil de succión final del suelo, lo que viene a ser fundamental.

La seguridad de la predicción de levantamiento potencial está en función de la posibilidad de estimar las condiciones futuras de la humedad de equilibrio para un perfil dado. En forma simple, las recomendaciones pueden resumirse en tres hipótesis: la primera implica que la succión sea cero en el perfil final del suelo ($\psi_{mf}=0$). La segunda hipótesis consiste en suponer una variación hidrostática (forma triangular) con valor nulo en la superficie del suelo y aumentando con la profundidad hasta el valor actual de la zona activa. La tercer hipótesis requiere usar la humedad de saturación en la ecuación: $\log \psi_m^o = A - B\omega$ para estimar el valor de la succión final. La cuarta hipótesis requiere que el perfil de succión final del suelo sea constante y con base en un valor de equilibrio correspondiente a la succión existente a la profundidad de la zona activa (Fig. 4.9).

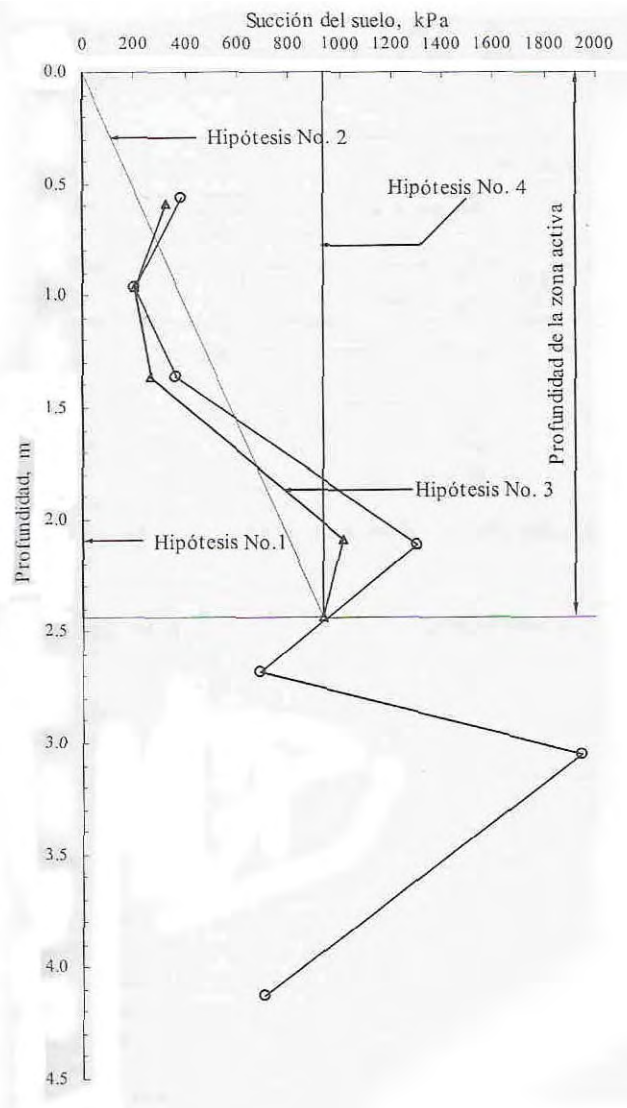


Fig. 4.9 Hipótesis para determinar el perfil de succión del suelo.

La principal limitación en la predicción del cambio de volumen implica el hecho de que no hay manera efectiva y segura de conocer el régimen de cambios de humedad en la subrasante, de esta manera para compensar el vacío tecnológico, tienen que generarse hipótesis que ponderen en forma práctica, real y segura. Es importante recordar lo fundamental que es para el régimen de humedad el perfil inicial, las fuentes de infiltración, la influencia del clima y el cambio de estación.

4.3.2 Historia y estado de esfuerzos in situ.

De acuerdo a lo que menciono en el capítulo 4.1 la historia de esfuerzos para un suelo fino no saturado resulta más compleja que la del suelo saturado y que lo ha sido siempre así. En el caso particular de los suelos expansivos existen, además del efecto del peso propio del material, el de los cambios estacionales, tanto el que puede ser consecuencia de situaciones recientes, así como también aquellos procesos resultantes de su origen y los efectos climáticos y ambientales que dejan testimonio de ciclos de hidratación y deshidratación ocurridos miles de años atrás, con la consecuencia de contracciones y expansiones y del agrietamiento sufrido por desecación.

El suelo arcilloso formado hace miles de años, pudo estar expuesto a condiciones ambientales diferentes a las del presente. La Fig. 4.10 ilustra el efecto de una etapa de desecación y presión del agua en los poros, para un suelo a tres diferentes profundidades, puntos a, b y c.

La trayectoria de esfuerzos generada por diversos ciclos de secado y humedecimiento en un suelo expansivo, se ilustra en la Fig. 4.11, con cambios en la succión mátrica, asociados con contracciones y expansiones. Puede considerarse que los esfuerzos totales permanecen constantes.

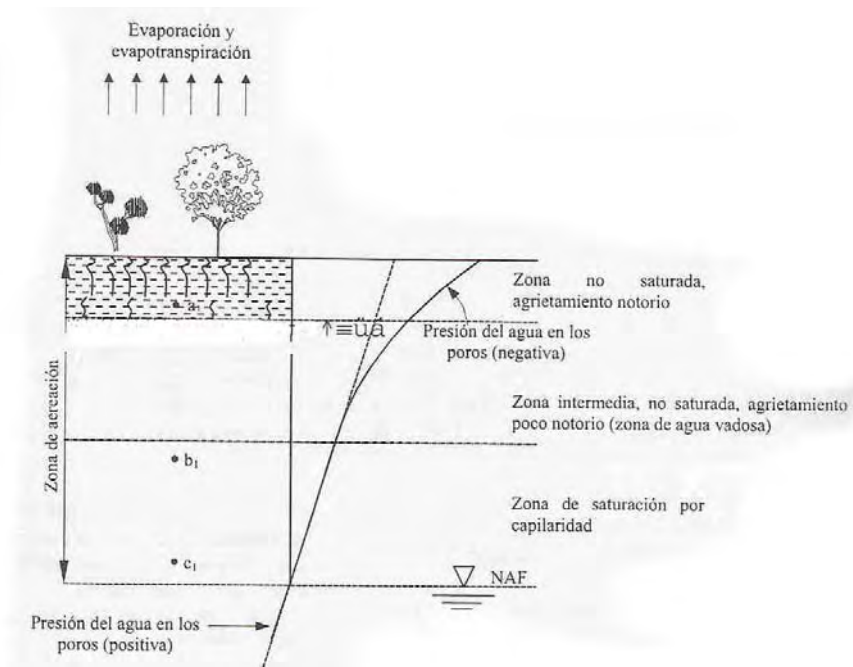


Fig. 4.10. Descripción de la zona de aireación y la presión del agua en un depósito de suelo expansivo sujeto a desecación

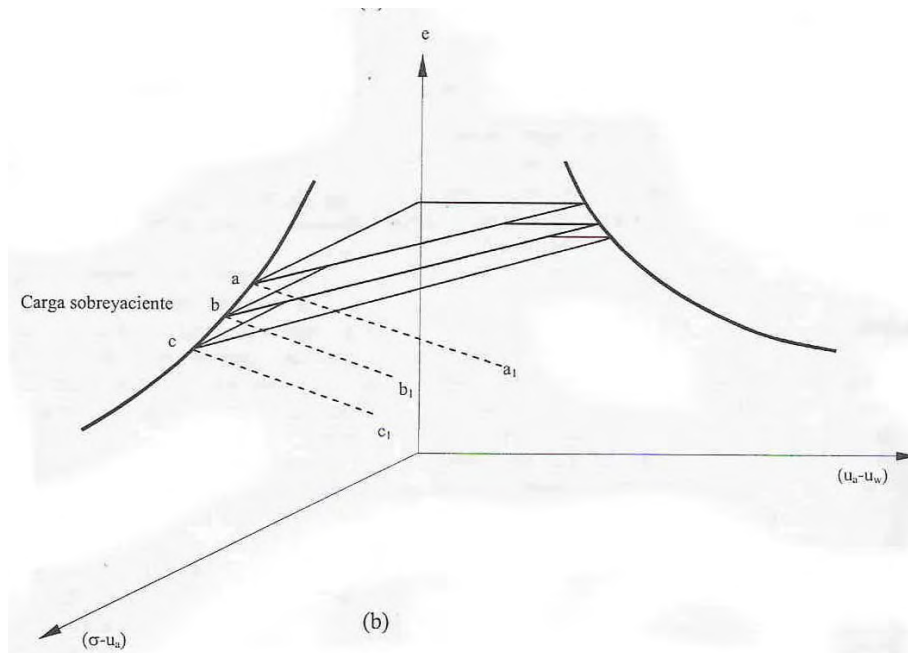


Fig. 4.11. Trayectoria de esfuerzos durante la desecación de un depósito de suelo expansivo

4.4 Presión de expansión

4.4.1 Norma ASTM 4546-96

La norma D 4546-96 ASTM presenta los métodos estandarizados para determinar la presión de expansión, a partir de pruebas en el odómetro.

Las Figs. 4.12.a y b muestran las superficies constitutivas tridimensionales, tanto para la relación de vacíos como para la humedad (Hung et al, 2002 y Fredlund et al 2000). En esta figura pueden observarse los coeficientes de cambio de volumen correspondientes a las condiciones de carga a_t , a_m , b_t y b_m .

La curva A de la Fig. 4.12.a representa a la curva de compresibilidad típica que se obtiene en las pruebas en el odómetro para suelos saturados. La Norma D 4546-96 de la ASTM considera tres métodos para suelos que al iniciar no se encuentran saturados. Se inunda el espécimen y luego se le permite la expansión vertical, bajo una presión de al menos 1 kPa, considerando el peso de la piedra porosa y la placa de carga. Así ha de llegar a completar la expansión primaria. Posteriormente se aplica la carga a la muestra hasta llevarla a su relación de vacíos inicial, Fig. 4.13

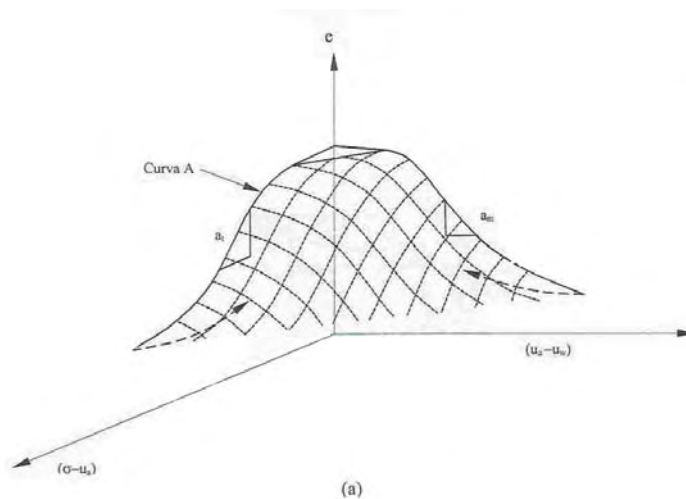


Fig. 4.12.a. Superficie constitutiva de la relación de vacíos

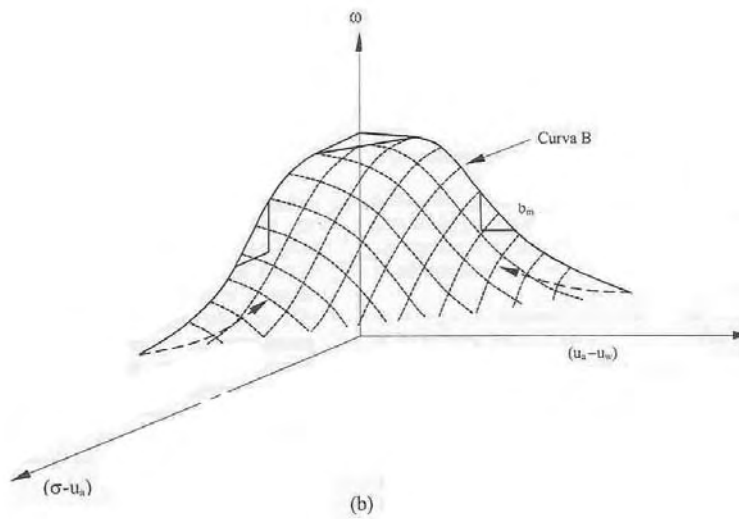


Fig. 4.12.b. Superficie constitutiva de la humedad.

Método A. Se inunda el espécimen y luego se le permite la expansión vertical, bajo una presión de al menos 1 kPa, considerando el peso de la piedra porosa y la placa de carga. Así se ha de llegar a completar la expansión primaria. Posteriormente se aplica carga a la muestra hasta llevarla a su relación de vacíos inicial, Fig. 4.13.

Método B. Se aplica una carga vertical al espécimen la cual puede ser la sobrecarga vertical “in situ” o una carga mayor, de acuerdo al esfuerzo que se estime podrá transmitir una estructura dada. Posteriormente se permite el acceso de agua. Las consecuencias pueden ser varias, expansión; contracción; expansión y luego contracción; contracción y luego expansión. La cantidad de expansión o asentamiento se mide hasta que resulta despreciable la variación del volumen bajo la carga aplicada, Fig. 4.14.

Método C. En el transcurso del ensaye, se evita la expansión del suelo al generarse su hidratación. Se realizan los ajustes necesarios hasta que se tiene una presión máxima (a causa de la restricción a la expansión), la cual se ha obtenido a volumen constante.

Posteriormente se lleva a cabo una prueba de consolidación, como correspondería a la metodología tradicional. Si se desea obtener la expansión después de haber definido la presión de expansión, se puede descargar al suelo de esta forma se conocerá el potencial de expansión, Fig. 4.15.

Cuando se realizan las pruebas en suelo inalterado no saturado el método A permite determinar la expansión libre o porcentaje de expansión, así como también la presión de expansión. El método B permite conocer el porcentaje de expansión o asentamiento para una cierta presión vertical, que puede ser asociada al sitio, también se determina la presión de expansión. Para el caso del método C, se puede encontrar la presión de expansión, la carga de preconsolidación y el porcentaje de expansión o asentamiento dentro de cierto rango de esfuerzo vertical aplicado.

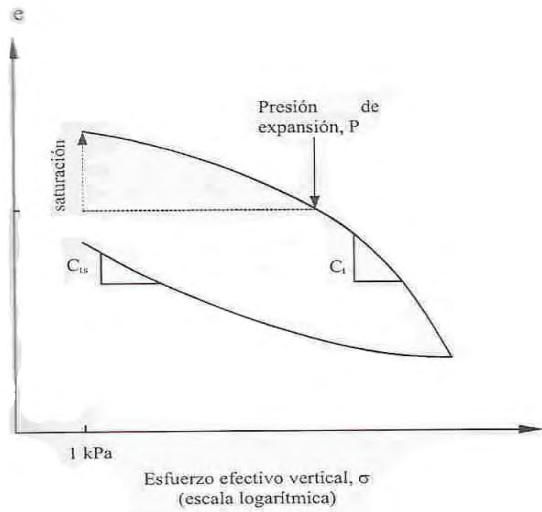


Fig. 4.13 Método A para determinar la presión de expansión “con expansión libre” bajo una presión de 1 kPa.

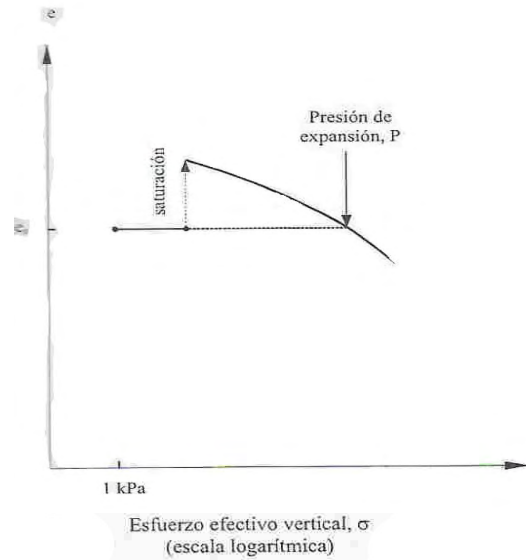


Fig. 4.14. Método B para determinar la presión de expansión “con expansión por inundación”, bajo la sobrecarga estimada in situ o alguna otra de estructura”

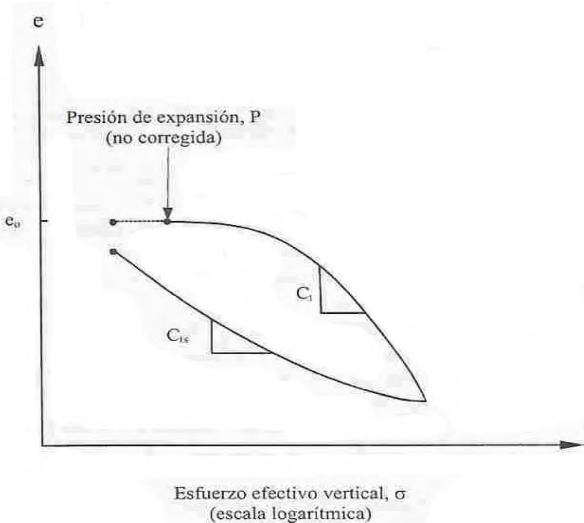


Fig. 4.15. Método C para determinar la presión de expansión “a volumen constante” inundando la muestra

5. ESTIMACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DE UNA ARCILLA

5.1 Deformaciones de un suelo parcialmente saturado

En este momento podemos establecer que las deformaciones de un suelo parcialmente saturado se deben a:

1. Incrementos de esfuerzos ocasionados por la construcción de una obra de ingeniería (incrementos por carga externa).
2. Variaciones de la succión dentro del suelo.

Las deformaciones producidas por incrementos de carga externa se obtienen usando las herramientas que proporciona la mecánica de suelos, tomando en cuenta que las propiedades mecánicas dependen de la succión, y que esta puede variar con el tiempo.

Los cambios de la succión pueden ocasionar además que varíe el espesor de la doble capa eléctrica que rodea las partículas de arcilla, o que las moléculas de agua penetren dentro de las propias partículas. Estos fenómenos, que denominamos de absorción de agua, dan lugar al hinchamiento o contracción del suelo.

Actualmente la investigación en el estudio de los suelos no saturados se desarrolla en base a nuevos conocimientos del comportamiento resistente, deformacional e hidráulico de estos suelos. Estos estudios pueden ser realizados a través de diferentes procedimientos:

- Observación directa del comportamiento del suelo o construcciones cimentadas sobre ellos, mediante instrumentación y ensayos de campo, determinándose parámetros necesarios para los análisis

- Realización de ensayos en laboratorio, procurando reproducir los fenómenos reales y analizando la influencia de determinados parámetros del suelo en su comportamiento. Es necesario con frecuencia desarrollar nuevos equipos de laboratorio que permitan el control del proceso de ensayo o la determinación de los parámetros más significativos
- Elaboración de modelos generales de comportamiento que permitan predecir, con cierta fiabilidad y a partir del menor número posible de parámetros obtenidos en laboratorio, la respuesta del suelo a las sollicitaciones a las que sea sometido.

La relación entre estos procedimientos es clave, ya que es necesario que los resultados de los modelos constitutivos reproduzcan fielmente el comportamiento real en campo o en laboratorio.

Vemos entonces la importancia que toma la posibilidad de determinar la succión en campo y en laboratorio, sus posibles variaciones y su correlación con otras propiedades (Bucio y Garnica, 2002; Pérez García y Cortez, 2000; Zepeda y Pérez Rea, 1996).

Existen en la actualidad modelos matemáticos que realizan el acoplamiento hidro-mecánico asociado con el comportamiento de cambio de volumen y el contenido de agua en suelos no saturados y que permiten estimar la deformación y la resistencia de estos, como son: Alonso y *et al.*, 1990; Rojas y Poot, 1998; Romero 1999, Rampino *et al.* 1999; Wheeler & Sivakumar 2000.

Este trabajo esta basado en el marco conceptual de un procedimiento del Ing. A. Deméneghi (2004) para calcular las deformaciones de la arcilla debidas a incrementos de carga externa y absorción de moléculas de agua alrededor o dentro de las partículas del terreno.

5.1.1 Cálculo de deformación por incremento de carga externa.

En general las arcillas expansivas se encuentran preconsolidadas, por lo que podemos usar un procedimiento válido para estos materiales (Deméneghi, 2004). La deformación volumétrica ε_v vale:

$$\varepsilon_v = 1 - \left[\frac{p_{be} + \sigma_c}{p_{be}} \right]^{-1/As} \quad (5.1)$$

Donde:

As = módulo de deformación del suelo

$$p_{be} = p_{co} + b_4 p_s \quad (5.2)$$

b_4 = coeficiente que toma en cuenta la diferencia entre la presión tota (externa) y la succión; $b_4 \cong 1$

p_s = magnitud de la succión en el suelo

$$p_{co} = \frac{(1 + 2K_o)p_{vo}}{3} \quad (5.3)$$

p_{vo} = presión vertical total

K_o = coeficiente de reposo del suelo

$$\sigma_c = \frac{\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y}{3} \quad (5.4)$$

σ_z , σ_x y σ_y son los incrementos de esfuerzos producidos por la obra de ingeniería

σ_c representa el incremento de presión de confinamiento.

La ecu. 5.1 proporciona la deformación volumétrica unitaria de un elemento de suelo sometido a un incremento de presión de confinamiento σ_c .

Para fines preliminares de análisis se puede emplear el siguiente valor estadístico de A_s :

$$A_s = \frac{2491.5}{IP + 12.12 + 25.16t_\alpha \sqrt{1.00885 + \frac{(IP - 3.469)^2}{31027}}} \quad (5.5)$$

Donde:

IP = Índice plástico, en por ciento

t_α = Los valores de t_α para $N-2=113-2=11$ grados de libertad, en función del nivel de confianza α se exhiben en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Variable aleatoria t_α (t de Student)

α	t_α
2.5	1.9816
5	1.6587
10	1.2893
15	1.0414
20	0.8449
25	0.6767
30	0.5259
40	0.2540
50	0.0000

El uso de la ecu. 5.5 implica que existe una probabilidad α de que el valor de A_s en el suelo sea menor que el dado por la ecu. 5.5.

En la práctica nos interesa con frecuencia calcular la deformación vertical. Tomando en cuenta que:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vz} + \varepsilon_{vx} + \varepsilon_{vy} \quad (5.6)$$

En compresión isótropa $\varepsilon_{vz} = \varepsilon_{vx} = \varepsilon_{vy}$, por tanto:

$$\varepsilon_{vz} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \quad (5.7)$$

5.1.2 Cálculo de deformación debida a la absorción de agua en las partículas de arcilla

Por otra parte, la plasticidad de los suelos da lugar a que además de la deformación debida a un cambio de esfuerzos totales, se presente una deformación adicional producida por la absorción de moléculas de agua en las partículas sólidas del suelo. Dado que esta absorción depende de la cantidad de agua del suelo, y ésta a su vez es función de la propia succión, la deformación volumétrica debida a este fenómeno se puede calcular con la siguiente ecuación constitutiva:

$$\frac{dV}{V} = -\frac{1}{B_a} \frac{d(b_4 p_s)}{p_c + b_4 p_s} \quad (5.8)$$

Donde:

V= volumen del elemento de suelo

$$p_c = p_{co} + \left[\frac{\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y}{3} \right] \quad (5.9)$$

Al variar la succión de P_{so} a P_{sf} ($P_{so} < P_{sf}$) un elemento de suelo disminuye su volumen de V_o a V_f . Por lo tanto, debemos integrar la ecu. 12 de V_o a V_f el primer miembro y de p_{so} a p_{sf} el segundo miembro.

$$\int_{V_o} \frac{dV}{V} = \int_{p_{so}} -\frac{1}{B_a} \frac{d(b_4 p_s)}{p_c + b_4 p_s} \quad (5.10)$$

$$\frac{V_f}{V_o} = \left(\frac{p_c + b_4 p_{sf}}{p_c + b_4 p_{so}} \right)^{-\frac{1}{B_a}} \quad (5.11)$$

La deformación volumétrica unitaria ε_{av} se define:

$$\varepsilon_{av} = \frac{\Delta V}{V_o} = \frac{(V_o - V_f)}{V_o} = 1 - \frac{V_f}{V_o} \quad (5.12)$$

Sustituyendo la ecu. 5.11 en 5.12:

$$\varepsilon_{va} = 1 - \left[\frac{p_c + b_4 p_{sf}}{p_c + b_4 p_{so}} \right]^{-1/B_a} \quad (5.13)$$

La ecu. 5.13 proporciona la deformación volumétrica unitaria (contracción o expansión de un elemento de suelo inicial V_o , al variar la succión de p_{so} a p_{sf} . Si ε_{av} es positiva, el elemento se contrae, mientras que si ε_{av} es negativa, el elemento se hincha. En la práctica $b_4 \cong 1$.

Para fines preliminares de análisis se puede usar el siguiente valor de B_a :

$$B_a = \frac{1410}{IP - 10} \quad (5.14)$$

En ingeniería de cimentaciones interesa conocer la deformación unitaria lineal vertical ε_{az} , la cual la obtenemos de la siguiente forma:

$$\varepsilon_{av} \cong \varepsilon_{ax} + \varepsilon_{ay} + \varepsilon_{az} \quad (5.15)$$

De la ecu. 5.15 se puede comentar que:

- Si no hay grietas en el subsuelo $\varepsilon_{ax} \cong \varepsilon_{ay} \cong 0$ y $\varepsilon_{az} \cong \varepsilon_{av}$
- Si hay grietas en una dirección $\varepsilon_{ay} \cong 0$, $\varepsilon_{ax} \cong \varepsilon_{az}$ y $\varepsilon_{az} \cong \varepsilon_{av}/2$

- Si hay grietas en dos direcciones $\varepsilon_{ax} \cong \varepsilon_{ay} \cong \varepsilon_{az}$ y $\varepsilon_{az} \cong \varepsilon_{av}/3$

La deformación en un suelo cohesivo parcialmente saturado es igual a la suma algebraica de las deformaciones por cambio de volumen y por absorción de las moléculas de agua.

La magnitud de la succión y los módulos B_a y A_s se pueden obtener a partir de los resultados de dos pruebas de consolidación. En la primera se va agregando agua al espécimen de suelo e impidiendo, mediante carga externa, la expansión del mismo. El proceso continua hasta que la arcilla ya no muestra indicios de expansión; en este momento ya no se incrementa la humedad del espécimen. Luego la prueba se desarrolla dando incrementos de carga (sin agregar agua), hasta que se presenta un cambio apreciable en la compresibilidad del suelo. Este ensaye permite conocer la magnitud de la succión p_{s1} (presión corregida de expansión) en la muestra de arcilla (Fredlund y Rahardjo, 1993). A esta prueba se le puede denominar como prueba de “volumen constante” y es similar al ensaye de presión de expansión que se realiza en los laboratorios de mecánica de suelos.

Otro espécimen de la misma arcilla (en estado natural) se coloca en el consolidómetro y se le aplica una presión vertical p_{v1} , determinándose su relación de vacíos e_1 ; la succión del suelo vale p_{s1} (punto 1, Fig. 5.1). Luego se agrega agua a la muestra , hasta que el suelo este totalmente saturado y la succión valga cero (punto 2; $p_{s2}=0$). El módulo B_a se obtiene despejándolo de la ecuación 5.13:

$$B_a = - \frac{\ln[(p_c + p_{s2})/(p_c + p_{s1})]}{\ln[1 + \varepsilon_{va}]} \quad (5.16)$$

y

$$\varepsilon_{va} = \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1} \quad (5.17)$$

A partir del punto 2 se aplican incrementos de carga externa hasta el punto 3. El módulo A_s vale:

$$A_s = - \frac{\ln \left[\frac{p_{v3}}{p_{v2}} \right]}{\ln[1 - \varepsilon_z]} \quad 98$$

$$(5.18)$$

y

$$\varepsilon_z = \frac{e_2 - e_3}{1 + e_2} \quad (5.19)$$

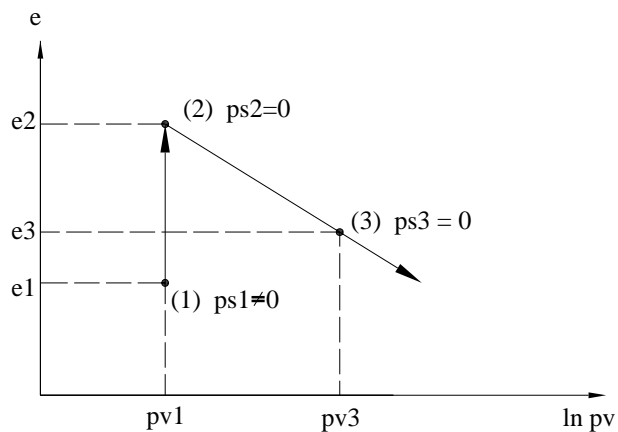


Fig. 5.1 Curva de compresibilidad. Determinación de los módulos A_s y B_a (Deméneghi, 2004).

5.2 Interacción suelo-estructura

La interacción suelo-estructura es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando estas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede ser en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la interacción estática suelo-estructura (IESE), o puede ser en condiciones dinámicas, que caen en el campo de la interacción dinámica suelo estructura (IDSE).

Se conocen como métodos de IESE aquellos procedimientos que para el cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación toman en cuenta la rigidez de la estructura. Estos métodos están basados en el principio de que en el contacto cimiento–terreno los desplazamientos tanto de la subestructura, como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

En términos generales, el procedimiento de cálculo para la interacción suelo-estructura consiste en tres pasos: a) se calculan los desplazamientos de la subestructura, b) se calculan los desplazamientos del terreno de cimentación, y c) se establece la compatibilidad de deformación entre estructura y suelo.

La interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá entonces en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa de suelo produzcan una misma configuración de desplazamientos entre los dos elementos.

Podemos distinguir dos clases de situaciones en relación con la IESE:

1. Cuando los cimientos se encuentran suficientemente separados, de tal forma que la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los apoyos vecinos (zapatas aisladas) y cuando un cimiento continuo donde el desplazamiento de un punto de dicho cimiento está afectado por la carga repartida en toda la subestructura (zapatas corridas)
2. Si la cimentación es profunda (pilotes) y está sometida, particularmente, a cargas verticales y la compresibilidad del estrato de suelo en el cual se apoya es variable.

5.2.1 Antecedentes generales

La dificultad que presenta el problema de la IESE en el análisis y diseño de cimentaciones, se debe a que su solución implica la consideración conjunta de: por un lado, la rigidez de la

estructura y por otro la magnitud y distribución de las cargas, así como la estratigrafía, condición hidráulica y las propiedades del subsuelo. Tratemos algunos aspectos sobre la distribución de asentamientos y esfuerzos en algunos casos sencillos.

En primer lugar, se considerarán los casos de suelos puramente friccionantes y puramente cohesivos. Así como se considerará los casos limites de cimentaciones totalmente flexibles, o bien totalmente rígidas (Sowers 1962).

Supongamos en primer lugar el caso de un área uniformemente cargada y flexible apoyada en una arcilla saturada. Debido a esta flexibilidad las presiones que el área cargada transmite al suelo serán idénticas a la presión uniforme sobre el área. Por otra parte, el asentamiento no será uniforme, tendrá un valor máximo al centro del área cargada y menor en la periferia, adoptando una ley similar a la que se muestra en la Fig. 5.2.a. En la práctica el asentamiento inmediato debido exclusivamente al cambio de forma de áreas flexibles con carga uniforme, apoyadas en arcillas saturadas, adopta un perfil similar al mostrado en la Fig. 5.2.a. En cambio, cuando el área flexible se apoya en arenas o gravas, el perfil se asemeja al mostrado en la Fig. 5.2.b, ya que este tipo de materiales posee la propiedad de aumentar su rigidez con el confinamiento.

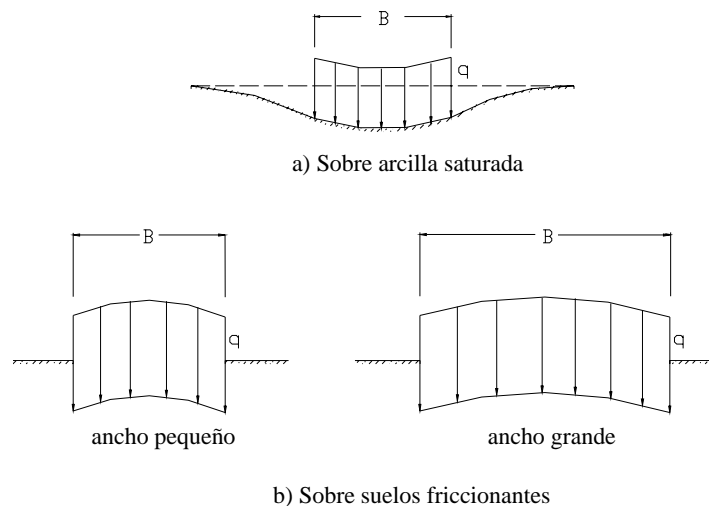


Fig. 5.2 Perfil del asentamiento bajo un área uniformemente cargada sobre la superficie de la masa de suelo.

Si consideramos ahora que la carga se transmite al suelo a través de una placa infinitamente rígida, debido a esta rigidez, esta se asentará uniformemente, por lo que la presión de contacto entre la placa y el medio continuo en general no podrá ser uniforme. Fig. 5.3.a.

Comparando este caso con el de la Fig. 5.3.a. se observa que el medio es homogéneo y elástico, la presión es mínima al centro y máxima en las orillas, para llegar al asentamiento uniforme se deberá de disminuir la tendencia al asentamiento en la parte central (por medio de una disminución de presión) y aumentar dicha tendencia en las orillas (aumentando la presión).

De manera análoga, para el caso de un medio cuya rigidez aumenta con el confinamiento conduce a una distribución en la cual la presión es máxima bajo el centro del área cargada y es menor bajo la periferia. En la Fig. 5.3.b se muestra este caso.

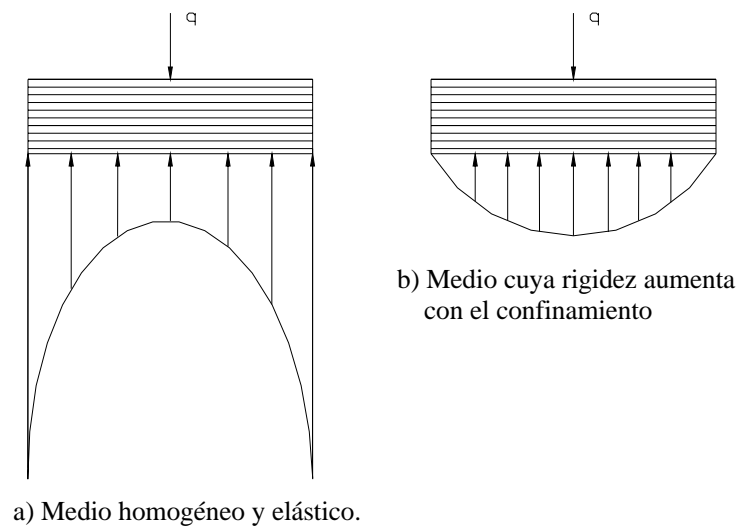


Fig. 5.3 Distribución de presiones bajo una placa infinitamente rígida

Se observa que los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno dependen del tipo de suelo y de la rigidez de la estructura. Un cimiento real puede quedar entre los dos casos extremos señalados, pues su rigidez no necesariamente es nula o infinita.

La valuación cuantitativa de los esfuerzos y asentamientos es uno de los aspectos que han preocupado a los ingenieros cuando erigen una edificación, de aquí la importancia de los análisis de interacción suelo estructura.

5.2.2 Módulo de reacción del suelo K

Si una carga o un sistema de cargas se transmiten al suelo, ya sea por cimientos rígidos o elásticos, la base de estos está sometida a la presión de contacto cuya magnitud es igual a la carga total sobre el área de asiento. Un cálculo de la presión de contacto muestra, de acuerdo con la experiencia, que la relación entre la presión de contacto, en un punto dado de la base de cimiento, y el asentamiento de aquel punto, es distinta para área de contacto.

Por simplicidad, se utiliza una hipótesis arbitraria donde se considera que la relación entre la presión unitaria de contacto y el asentamiento es la misma para todos los puntos del área de asentamiento. Por tanto, se supone que el asentamiento de cualquier fracción de un área cargada es independiente de sus dimensiones así como de la carga que actúa sobre el resto del área. Consideremos un sistema en el cual el suelo que soporta la cimentación se reemplaza por una cama de resortes igualmente espaciadas y con un cierto modulo elástico (K_s), cada uno de los cuales es independiente del otro y el modulo elástico puede o no ser una constante dependiendo del tipo de obra y condiciones del subsuelo. El parámetro K_s se conoce como módulo de reacción del suelo y se define como la relación q/δ , siendo q la carga por unidad de área de una superficie horizontal en una masa de suelo y δ el asentamiento de la superficie debido a q .

La obtención de los datos necesarios para asignar un valor razonable a K_s requiere de aplicar una presión uniforme sobre la superficie expuesta del suelo, para después medir la

deflexión de las deformaciones entre los puntos y dividir la presión unitaria entre la deflexión de los mismos puntos y así poder tomar un promedio de los valores obtenidos de un cuerpo rígido, medir el desplazamiento y calcular la relación entre la presión y el desplazamiento.

El valor del módulo de reacción del subsuelo K_s depende no solamente de la naturaleza del suelo sino también del tamaño y forma del área cargada. Además, el valor de K_s no es una constante para un suelo dado y la relación dada por q/δ representa solamente un módulo que asemeja el comportamiento del suelo.

La principal dificultad que se opone a la aplicación práctica de las teorías existentes y sus soluciones sobre la IESE, es estimar apropiadamente el valor del módulo de reacción del terreno K_s , el cual depende de muchos factores que no pueden ser determinados directamente en el laboratorio ni por pruebas de campo.

5.2.3 Interacción estática suelo-estructura (IESE)

Cuando se cimentan edificios sobre suelos de mediana a alta compresibilidad, conviene en la práctica utilizar un procedimiento de interacción suelo estructura estático (IESE), pues las deformaciones del terreno de cimentación afectan de manera importante los asentamientos diferenciales de la estructura y el diagrama de reacción del suelo. El propósito de la IESE es llevar a cabo un análisis de la estructura de cimentación y de las deformaciones del suelo, tomando en cuenta el efecto de su rigidez, y llevando a cabo después una combinación adecuada de ambos. La IESE proporciona los diagramas de hundimientos diferenciales y de reacción del terreno de cimentación que su vez permite determinar los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante en la estructura de cimentación, lo que conduce al diseño racional de dicha subestructura.

5.2.4 IESE en cimentaciones someras

Interacción suelo-zapatas aisladas. Para realizar el análisis de IESE, se hace uso del concepto de módulo de rigidez lineal de un cimiento:

$$K_l = q_v / \delta_v \quad (5.20)$$

Donde q_v es la fuerza vertical aplicada al cimiento y δ_v es el asentamiento vertical ocasionado por q_v .

Se define rigidez a la rotación (rigidez angular) de un cimiento como:

$$K_r = M / \theta \quad (5.21)$$

Donde M es el momento aplicado al cimiento y θ es el ángulo producido por dicho momento.

Consideremos un marco estructural cimentado por zapatas aisladas, el método de rigideces del análisis estructural establece que se debe satisfacer el equilibrio de momentos flexionantes en los nudos y el equilibrio de fuerza cortantes en los ejes de las barras del marco. Esta condición se puede expresar en forma matricial de acuerdo a:

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}_e + \underline{P}_o = 0 \quad (5.22)$$

Donde:

\underline{K} es la matriz de rigideces de la estructura, dada por la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras que la compongan.

$\underline{\delta}$ es el vector de desplazamientos de la estructura, y esta formado por los desplazamientos angulares (giros) de los nudos de la estructura y los desplazamientos lineales de los ejes de la estructura.

\underline{P}_e es el vector de cargas de empotramiento, formado por los momentos y cortantes de empotramiento que transmiten las barras sobre los nudos de la estructura.

\underline{P}_c es el vector de cargas externas concentradas, formado por los momentos concentrados sobre los nudos de la estructura y las fuerzas concentradas que actúan sobre los ejes de la estructura.

Conociendo los valores de K_l y K_r de un suelo, se pueden calcular los giros y los desplazamientos verticales que sufre una estructura cimentada sobre zapatas aisladas, ya que las acciones debidas a la deformación del terreno se pueden incorporar, en el vector de cargas concentradas sobre la estructura \underline{P}_c .

Interacción suelo-zapatas corridas. Ahora, consideremos el mismo marco con una cimentación a base de una zapata corrida, en la cual se trata de obtener los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno de cimentación (Fig.5.4).

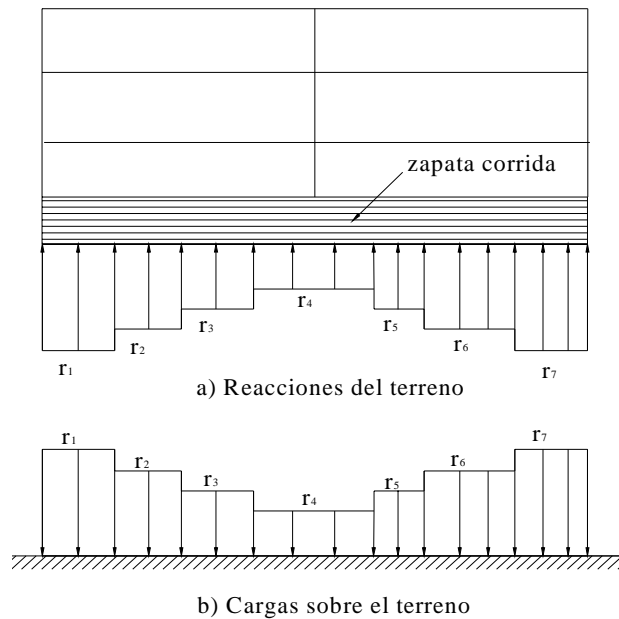


Fig. 5.4 Cargas sobre la estructura y el suelo

En la Fig. 5.4.a se observa que el diagrama de reacciones es diferente al de una reacción uniforme. Si se sustituye la curva de reacción del terreno por una serie de reacciones uniformes r_1, r_2, \dots, r_n ; el análisis estructural se lleva a cabo utilizando el método de rigideces, considerando las reacciones r_i como incógnitas. Aplicando la tercera ley de Newton, adaptamos las cargas r_i actuando sobre el terreno, y obtenemos los hundimientos de éste en función de las r_i (Fig. 5.4.b), empleando el método de Chamecki (1962).

El problema de la iteración se resuelve estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, es decir, si el suelo está en contacto con la estructura de cimentación, las deformaciones de ambos medios deben de ser iguales (Deméneghi 2001).

5.2.5 Soluciones a la IESE

- a) La solución del problema de interacción se puede realizar haciendo un análisis de la estructura y un análisis de deformaciones del suelo, y llevando a cabo después una

combinación adecuada de ambos. El ingeniero de cimentaciones al dedicarse a la interacción suelo-estructura, debe de manejar en la forma más clara posible sus conceptos de análisis estructural.

- b) En el terreno de cimentación, la deformabilidad es función del nivel de esfuerzos, ya que el comportamiento de los suelos es no lineal. Por lo tanto, en los cálculos de IESE se debe tomar en forma adecuada el cambio de las propiedades de los suelos.
- c) En una cimentación continua el módulo K depende de la reacción del suelo y de las deformaciones de la cimentación, por lo que no se conoce a priori, si no que solo con iteraciones es posible determinar su valor.
- d) En cimentaciones a base de zapatas aisladas, cuando no existe influencia de un cimiento sobre otro, se puede realizar la IESE considerando módulo de reacción al desplazamiento vertical, horizontal y al giro.

5.3 Ejemplo de aplicación

5.3.1 Caracterización del suelo utilizado

El suelo utilizado en este trabajo fue obtenido a través de un muestreo realizado en la localidad de La Piedad, perteneciente al municipio de El Marqués en el Estado de Querétaro. El muestreo se llevó acabo a una profundidad de 0.00 a 1.00 m. Se realizaron dos pozos a cielo abierto. Se obtuvieron muestras de tipo inalterado y representativo. Cabe destacar que este muestreo se realizó en época de estiaje (febrero y marzo).



Fig. 5.5 Muestreo de material PCA-1



Fig. 5.6 Muestreo de material PCA-2

Se realizaron las pruebas para la caracterización de la muestra; límites de plasticidad, por ciento que pasa la malla No.200, gravedad especifica, contenido de agua natural; a continuación se detalla cada una de ellas.

5.3.2 Ensayes de clasificación geotécnica

5.3.2.1 Límites de plasticidad

Se determinaron los límites líquido y plástico del suelo con el método tradicional propuesto por A. Casagrande, siguiendo los procedimientos de la Norma ASTM D 4318, los resultados obtenidos son: límite líquido 76%, límite plástico 29% obteniendo así un índice plástico de 47%.

5.3.2.2 Determinación de la cantidad de suelo más fino que 0,075 mm (Malla No. 200)

La cantidad de suelo mas fino que 0,075 mm, se determinó siguiendo el procedimiento que establece la norma ASTM D 1140; se obtuvo como resultado que el 97,6% del material pasa la malla No.200 (0,075 mm) por lo tanto es un suelo fino y en base a los límites de plasticidad, el suelo se clasificó de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como una arcilla de alta plasticidad (CH).

5.3.2.3 Gravedad específica de los sólidos

Otra característica que se determinó fue la gravedad específica del suelo utilizando el procedimiento indicado en la Norma ASTM D-854-02, obteniendo como resultado un valor de 2.65.

5.3.3 Ensayes de expansión

Se realizaron pruebas de laboratorio al material muestreado con el fin de obtener el porcentaje de expansión así como la presión de expansión. Para tal propósito se utilizaron

consolidómetros convencionales y el equipo Geonor, todo esto se realizó de acuerdo a las Normas ASTM D 2435 y D 4546-96 (tipo A).

5.3.3.1 Equipo de presión de expansión Geonor

El equipo Geonor es un dispositivo mecánico que consiste en un marco de carga que suspende un puente donde se deposita la cacerola con la muestra de suelo y que unidos a un anillo de carga y a un tornillo sin fin forman un circuito cerrado que impide el cambio de volumen de la muestra de suelo al presentarse expansión libre. Mediante el anillo de carga se logra la determinación de la presión de expansión. Fig. 5.4.



Fig. 5.7 Equipo Geonor

El equipo descansa sobre tres tornillos que deberán ser ajustados para que permanezca el sistema en una posición horizontal.

El puente (1) esta suspendido por medio de las varillas (2). Estas mediciones de la deformación de la muestra es independiente de los esfuerzos de la barra (3) y las varillas (1).Fig. 5.8. El puente de medida y el micrómetro (4) están fijos por medio de tornillos especiales (5). Fig. 5.9.

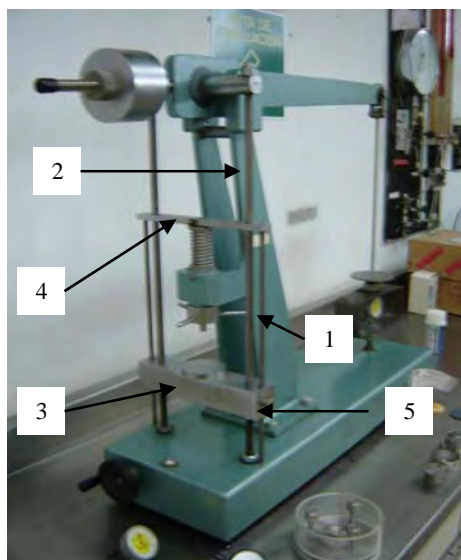


Fig. 5.8 Elementos del equipo Geonor



Fig. 5.9 Punteo de medida y micrometro

La muestra se encuentra confinada en un anillo de 5,03 cm de diámetro y 2,00 cm de altura, y esta contenida en un soporte de anillo que la une a la base de la lucita. Fig. 5.10. Los componentes de toda la cazuela se muestran en la Figura 5.11



Fig. 5.10 Placa superior, anillo y porta anillo de la muestra en equipo Geonor



Fig. 5.11 Componentes de la cazuela de lucita

Durante la transportación del equipo las dos tuercas que fijan al marco con la base del equipo tendrán que mantenerse fijas para evitar el movimiento vertical. En uso deberán de permanecer sin atornillarse para permitir un adecuado movimiento vertical para los propósitos de la prueba.

Ensaye de expansión a volumen constante:

1. Coloque la muestra cilíndrica sobre piedra cerámica. Use un papel filtro sobre la parte superior de esta piedra cerámica para mantenerla limpia.
2. Llene el cilindro de muestra con material cuya tamaño sea de 0,02 mm. Coloque la muestra en el anillo. Después coloque la muestra en el porta anillo. Fig. 5.12.
3. Monte la muestra en el cilindro de la lucita con el tornillo ajustador. Coloque el papel filtro y coloque el disco cerámico en la parte superior de la muestra.
4. Cubra la muestra con película de plástico adherible para evitar la evaporación de agua al saturar. Fig. 5.13.



Fig. 5.12 Muestra de suelo en anillo colocada en la cazuela de lucita



Fig. 5.13 Muestra cubierta con película de plástico

5. Monte la cazuela de lucita en el puente del marco de carga, ajustándolo y nivelándolo de tal forma que el tornillo que la fija en el puente quede perfectamente embonado en la placa superior de la muestra. Fig. 5.14.

6. Ajuste el micrómetro en el puente de medida para medir las deformaciones en la muestra. Ajuste el micrómetro a una escala de 5,000 y a 2,000, así mismo deberá ajustarse el micrómetro del anillo de carga en cuanto el brazo de palanca se encuentre nivelado. Fig. 5.15.



Fig. 5.14 Nivelación del marco de carga



Fig. 5.15 Fijación de la cazuela de lucita en el puente de medida

7. Pueden existir variantes para medir el porcentaje de expansión. Se puede aplicar la presión necesaria para simular la presión en campo que tendría aplicando la fuerza a través del tornillo sin fin que se encuentra en la parte inferior del equipo. El equilibrio de la muestra se alcanzara alrededor de 4 a 10 hrs. Liberar la fuerza hasta cero y permitir que la muestra se expanda a volumen constante.
8. La expansión permisible será entre 0,5 y 1,0 mm, para una montmorillonita y tomara de 8 a 16 hrs. alcanzarla.
9. Medir la altura h_0 . $h_0 = \text{altura inicial} - \text{compresión} + \text{expansión}$. Esta altura representa la altura a volumen constante y deberá de permanecer constante durante la prueba.

10. Absorción de agua. Llenar el cilindro de lucita con agua destilada. La muestra seca absorberá el agua a través del filtro (disco cerámico) anotar le tiempo que el cual se inicio la saturación.
11. Presión de expansión. La presión de expansión se desarrollará pocos segundos después de que se ha permitido el libre acceso del agua a la muestra.
12. Una fuerza deberá de ser movilizada a través del tornillo sin fin para mantener a la muestra a la altura constante ho, por tanto el volumen permanecerá constante. Esta fuerza, que es medida desde el micrómetro del anillo de carga, representa el 1/10 de la presión de expansión.
13. Deformación en el aparato. Debido a la aplicación de la carga el aparato se deformará. Parte de esta deformación será elástica y alguna residual debido a las piedras porosas, así que se recomienda que el usuario realice su propia calibración.

Captura de datos.

14. Las lecturas se deberán de realizar después de 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1-2-4 y 24 hrs. La corrección debida a la deformación del aparato deberá de ser hecha durante la expansión.

Cálculos

15. La presión de expansión es definida al final de la prueba. Algunas veces puede resultar difícil ajustar el aparato para mantener la corrección de la altura constante, debido a la rapidez con la que se presenta la expansión. Esta es una regla al inicio de la prueba, sin embargo no interfiere mucho al final de la prueba.

5.3.3.2 Resultados de ensayos de expansión en Odómetros.

Las pruebas de expansión en los odómetros convencionales se realizaron inundando al espécimen desde el inicio de la prueba, sin precarga, hasta alcanzar su máxima expansión, posteriormente se aplicaron incrementos de carga desde los 12.5 hasta los 600 kPa para finalmente descargarlo (ASTM 4546-96, Método A). En el conjunto de figuras 5.16 a 5.20 se muestran los resultados de ensayos de expansión para los PCA- 1 y 2 para una profundidad de 0.00-0.50 m y de 0.00-1.00 m.

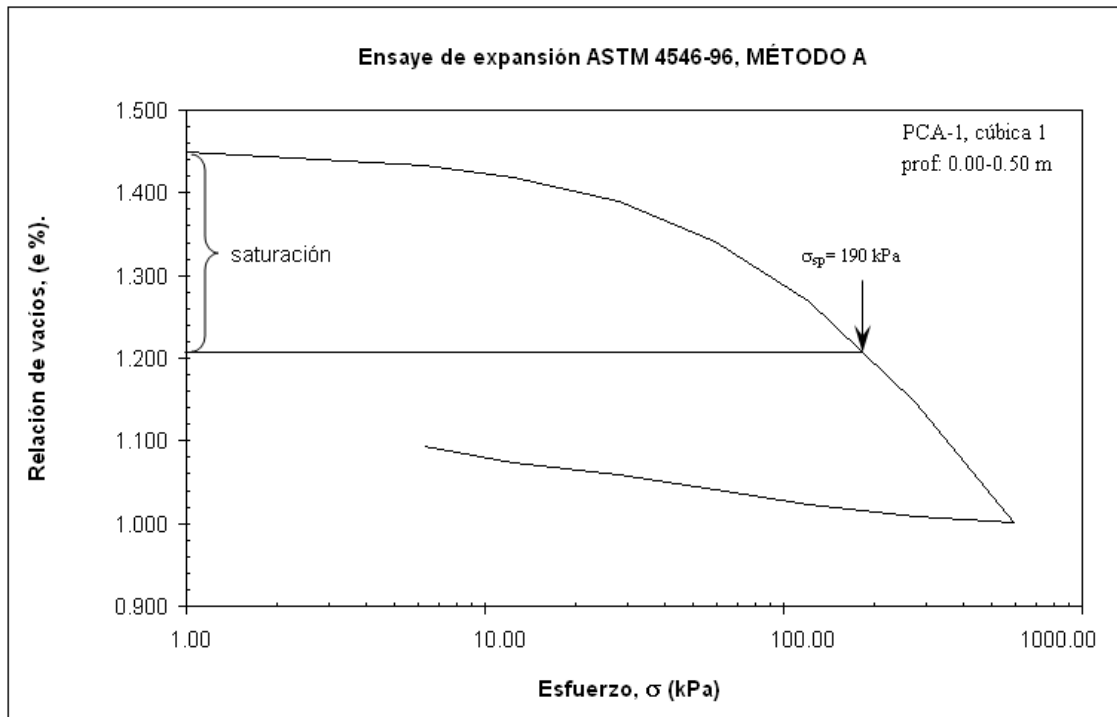


Fig. 5.16.

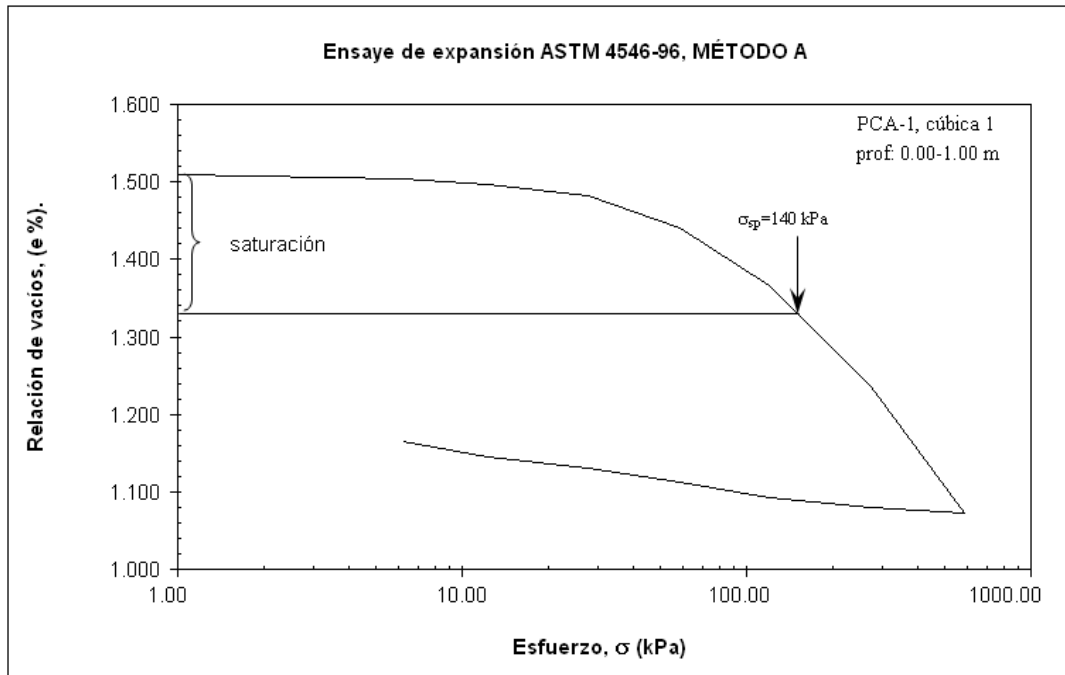


Fig. 5.17

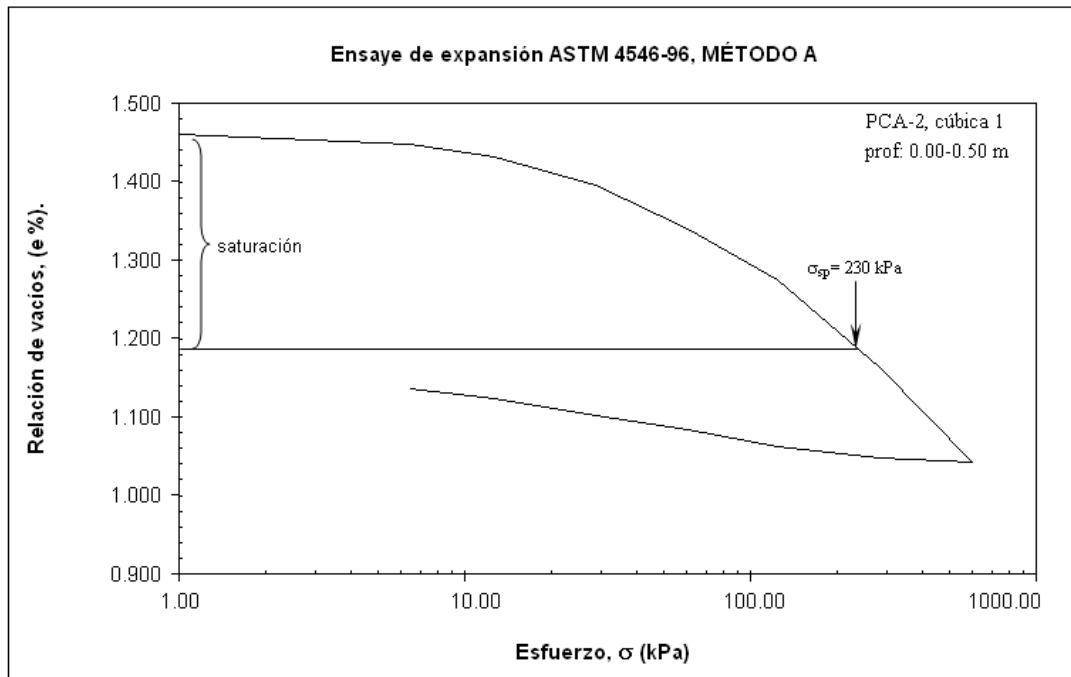


Fig. 5.18

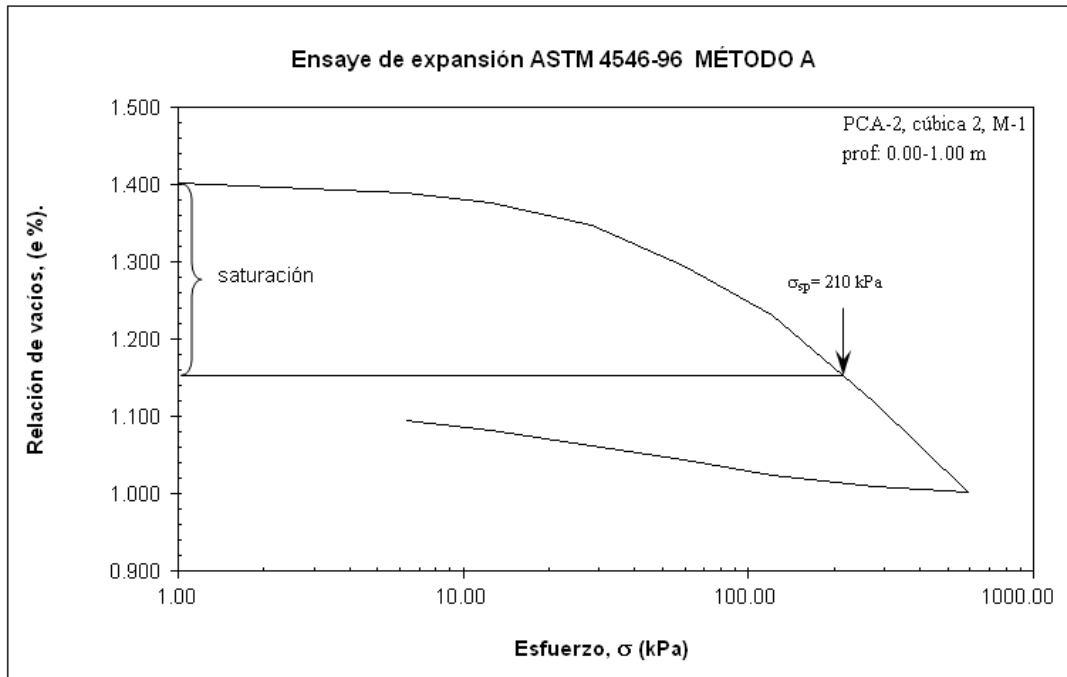


Fig. 5.19

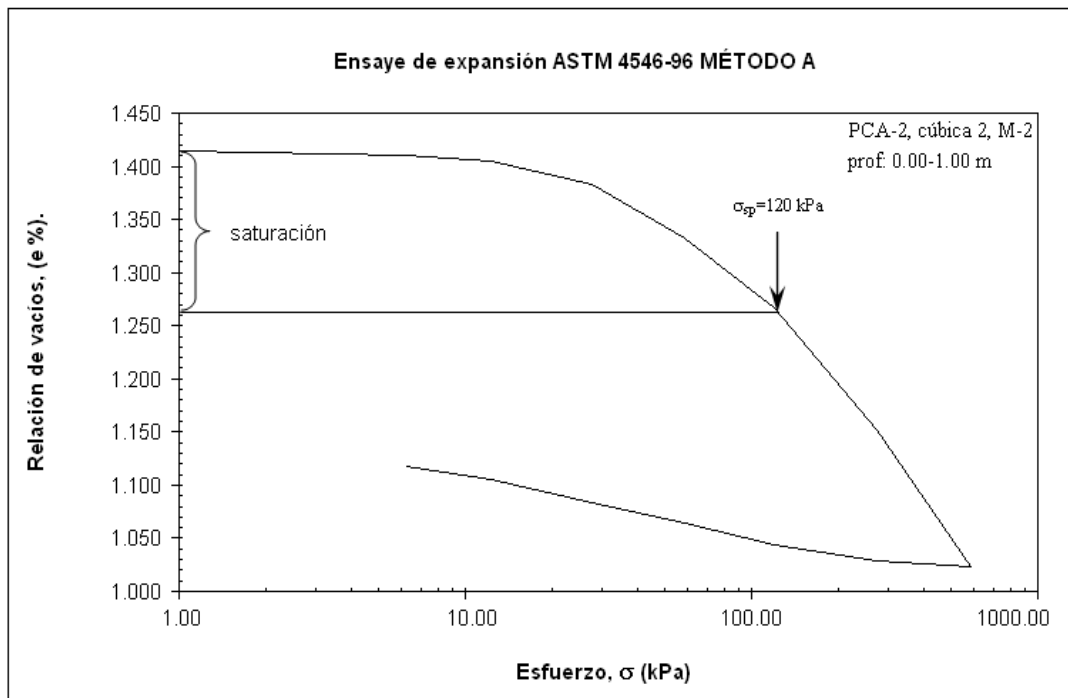


Fig. 5.20

Tabla 5.2. Por ciento de expansión y presión de expansión en los ensayos de expansión.

PCA	Muestra cúbica	Contenido de agua natural, % ω	Grado de saturación inicial, % S_r	Por ciento de expansión, %	Presión de expansión, kPa
1	1	38,9	83,8	11,0 ⁺	190
1	1	39,7	77,4	7,5 ⁺	140
2	1	38,6	84,4	12,4 ⁺	230
2	2	37,4	84,4	11,6 ⁺	210
2	2	36,9	82,1	6,7 ⁺	120

+Método A para la determinación de la presión de expansión



Fig. 5.21. Odómetros convencionales utilizados

5.3.3.4 Resultados de expansión en equipo Geonor.

Las presiones de expansión se obtuvieron en el equipo Geonor se realizaron inundando el espécimen desde el inicio de la prueba dejando expandir al suelo de 0.05 hasta 0.10 mm su altura inicial, una vez alcanzado este intervalo se realizaba el ajuste necesario para mantener el volumen constante de la muestra de suelo. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 5.3, en ella aparecen, además de la presión de expansión, el contenido de agua natural y el grado de saturación inicial.

Tabla 5.3. Presión de expansión en equipo Geonor.

PCA	Muestra cúbica	Contenido de humedad natural, % ω	Grado de saturación inicial, % S_r	Presión de expansión, kPa
1	1	39,5	86,3	150
1	1	39,1	82,6	180
2	2	39,6	88,3	130

5.3.4 Determinación de los parámetros A_s y B_a .

De acuerdo a lo planteado en 5.1, para la estimación de los movimientos de la arcilla muestreada se utilizaran las pruebas realizadas de expansión (Figs. 5.16 a 5.20) para determinar los parámetros A_s y B_a . Tales valores se encuentran resumidos en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Parámetros A_s y B_a .

PCA	Muestra cúbica	prof. (m)	B_a	A_s
1	1	0.00-0.50	36.52	41.70
1	1	0.00-1.00	44.46	51.17
2	1	0.00-0.50	32.41	36.29
2	2	0.00-1.00	34.21	40.99
2	2	0.00-1.00	44.74	34.03

Se observa que los valores de los parámetros se encuentran dentro de un rango muy cercano, en promedio para una profundidad de 0.00 a 0.50 m B_a de 34.5 y un A_s igual a 39.0. Para la profundidad de 0.00 a 1.00 m el valor en promedio de B_a es de 41.2 y de A_s es de 42.1.

5.4 Interacción suelo- estructura de una zapata corrida en un suelo expansivo.

Con el objeto de realizar el análisis de la interacción suelo-estructura en un suelo expansivo se partirá de la idealización de la siguiente estratigrafía basada en los anteriores resultados:



Fig. 5.22 Estratigrafía idealizada del suelo expansivo

Consideremos ahora una zapata corrida en al cual se apoya un muro de carga, desplantada a una profundidad de 0,50 m del terreno natural.

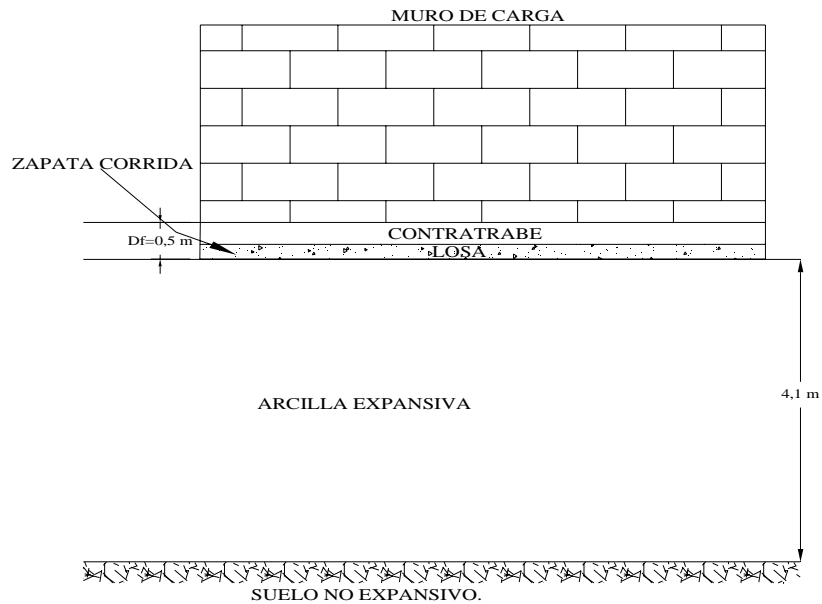


Fig. 5.23 Muro de carga y zapata corrida sobre arcilla expansiva.

Las dimensiones de la zapata en planta y corte son:

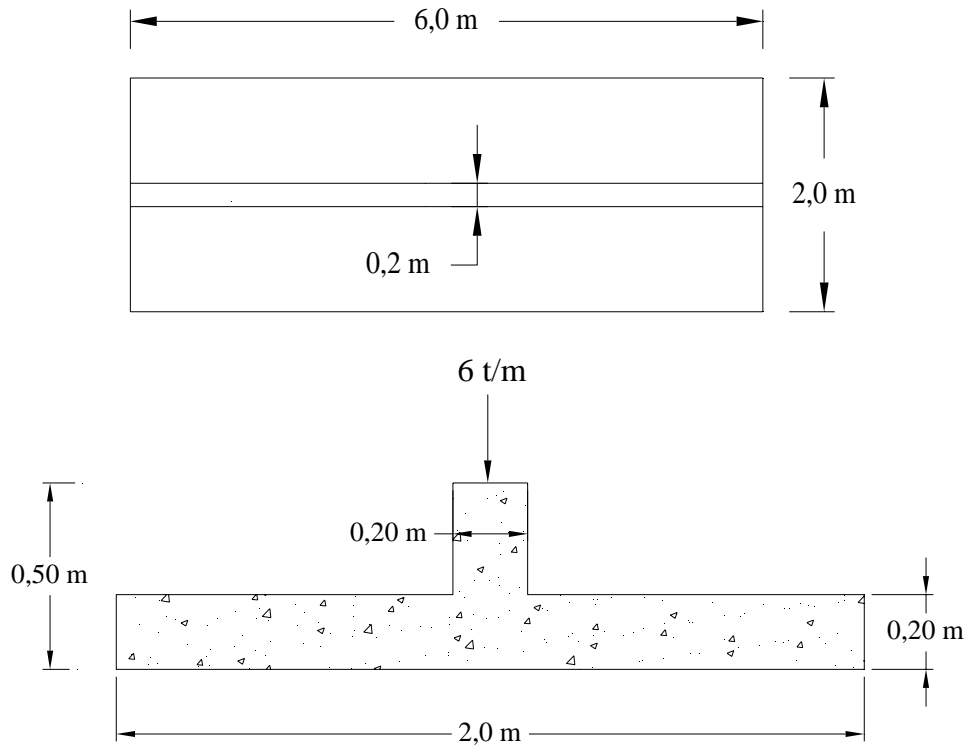


Fig. 5.24. Dimensiones en planta y corte de zapata corrida

Analicemos la expansión libre que sufre el suelo al pasar de la época de estiaje a la de lluvias, esto es, una disminución de la succión al cambiar de estiaje a lluvia, esta consideración se basa en mediciones en campo (Nelson y Miller, 1993; Knight, 1971; Gardner, 1970; Wong 1969; Richards 1955, 1965) y es bastante racional para el diseño geotécnico, considerar un cambio a una condición saturada puede considerarse muy conservador.

Para dicho análisis, consideremos 5 puntos debajo de la losa de la zapata que se encuentra directamente apoyada en el Estrato 1 del perfil estratigráfico descrito.

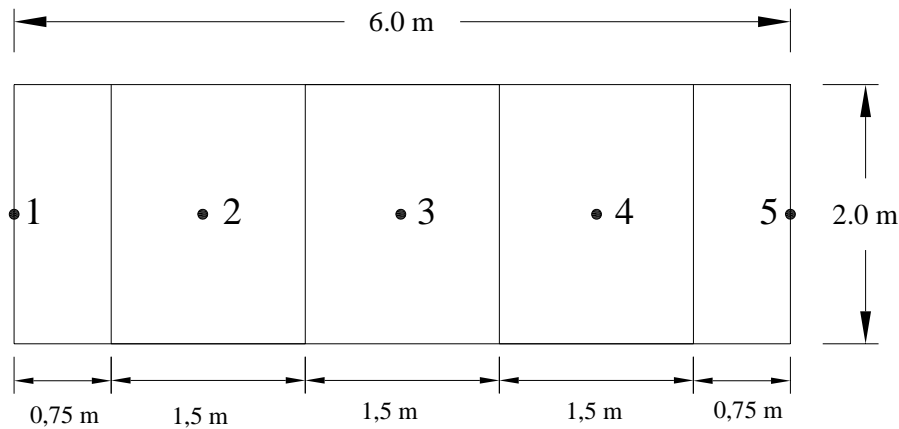


Fig. 5.25 Puntos debajo de la losa de zapata.

En las tablas 5.5 a 5.7 se muestran las magnitudes de las expansiones libres utilizando las expresiones 5.3 y 5.13

Tabla 5.5. Expansión entre los puntos 1 y 5:

Estrato No.	H m	Ko	γ_m t/m ³	z _o m	P _{vo} kPa	P _{co} kPa	P _c kPa	Ba	P _{so} kPa	P _{sf} kPa	ϵ_{va}	δ cm
1	0.5	0.74	1.62	0.30	4.05	3.34	3.34	34.50	600	360	-0.0148	-0.7
2	0.4	0.75	1.56	0.80	11.22	9.36	9.36	41.20	710	400	-0.0138	-0.6
3	1.1	0.78	1.64	1.55	23.36	19.94	19.94	41.45	840	560	-0.0095	-1.1
4	0.9	0.77	1.68	2.55	39.94	33.72	33.72	40.43	860	850	-0.0003	0.0
5	1.2	0.77	1.70	3.30	57.70	48.71	48.71	43.56	910	900	-0.0002	0.0
											suma:	-2.4

Tabla 5.6. Expansión entre los puntos 2 y 4:

Estrato No	H m	Ko	γ_m t/m ³	z _o m	Pvo kPa	Pco kPa	Pc kPa	Ba	Pso kPa	Psf kPa	ϵ_{va}	δ cm
1	0.5	0.74	1.62	0.30	4.05	3.34	3.34	34.50	600	200	-0.0320	-1.6
2	0.4	0.75	1.56	0.80	11.22	9.36	9.36	41.20	710	310	-0.0199	-0.8
3	1.1	0.78	1.64	1.55	23.36	19.94	19.94	41.45	840	400	-0.0174	-1.9
4	0.9	0.77	1.68	2.55	39.94	33.72	33.72	40.43	860	840	-0.0006	-0.1
5	1.2	0.77	1.70	3.30	57.70	48.71	48.71	43.56	910	890	-0.0005	-0.1
suma:												-4.4

Tabla 5.7. Expansión en el punto 3:

Estrato No.	H m	Ko	γ_m t/m ³	z _o m	Pvo kPa	Pco kPa	Pc kPa	Ba	Pso kPa	Psf kPa	ϵ_{va}	δ cm
1	0.5	0.74	1.62	0.30	4.05	3.34	3.34	34.50	600	110	-0.0497	-2.5
2	0.4	0.75	1.56	0.80	11.22	9.36	9.36	41.20	710	260	-0.0241	-1.0
3	1.1	0.78	1.64	1.55	23.36	19.94	19.94	41.45	840	380	-0.0186	-2.1
4	0.9	0.77	1.68	2.55	39.94	33.72	33.72	40.43	860	820	-0.0011	-0.1
5	1.2	0.77	1.70	3.30	57.70	48.71	48.71	43.56	910	880	-0.0007	-0.1
suma:												-5.7

En dichas condiciones, tendríamos una expansión propia del terreno máxima de 5.7 cm al centro y de 2.4 cm a los extremos debajo de la losa de cimentación:

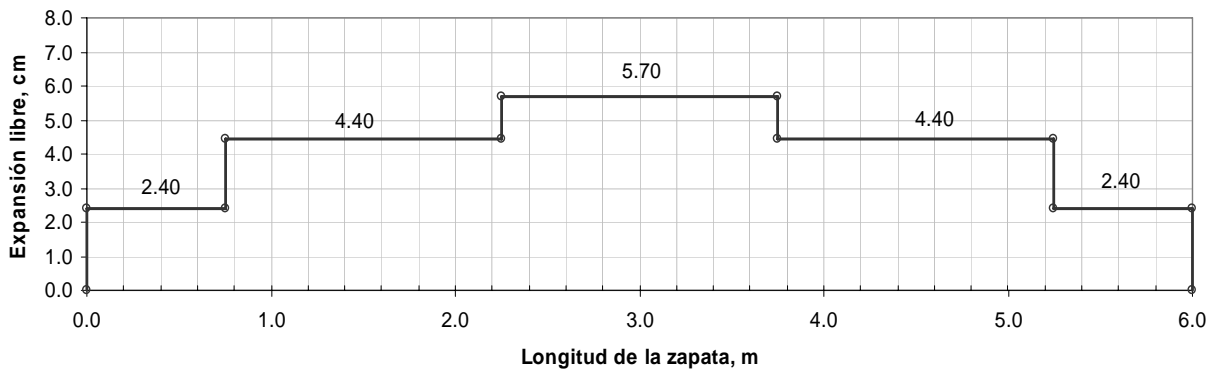


Fig. 5.26 Expansión libre bajo la losa de cimentación

Ahora bien si colocáramos una pantalla impermeable debajo de la losa de cimentación los valores de succión variarían en menor grado pasando de la época de estiaje a la de lluvias, esto es:

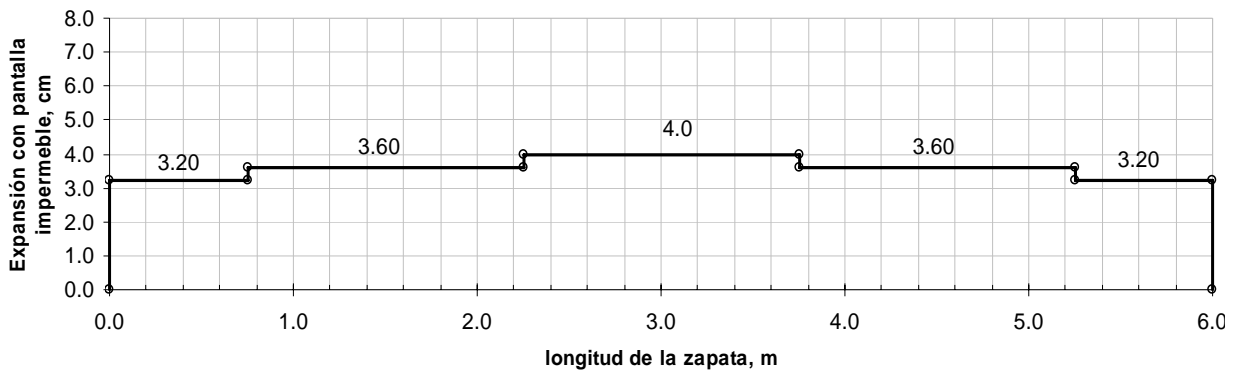


Fig. 5.27 Expansión con pantalla impermeabilizante bajo losa de cimentación

De lo anterior se desprende que al evitar que existan variaciones de humedad en el suelo, los cambios en la expansión se reducen en comparación a la condición natural del suelo, esto es, sin pantalla impermeable.

Para el análisis de interacción suelo-estructura nos basaremos en la hipótesis de utilización de una pantalla impermeable para recubrir a la cimentación propuesta, las deformaciones del suelo, en este caso las expansiones serán analizadas por medio de un análisis lineal de interacción suelo-estructura para determinar los hundimientos y provocados al ser colocada la estructura mostrada y para su posterior diseño.

5.5 Descripción del programa de Interacción Suelo-Estructura en Arcilla Expansiva, Análisis Lineal.

Este programa se encuentra escrito en lenguaje Basic y realiza una interacción lineal suelo-estructura. Para tal propósito toma en cuenta las dimensiones de la estructura, el

número de nudos de la retícula de cimentación con sus correspondientes grados de libertad, así como propiedades mecánicas de la estructura y cargas actuantes. Así mismo, se deben de ingresar datos específicos del suelo como el numero de estratos, con sus correspondientes espesores, peso volumétrico y su coeficiente de empuje de tierras K_0 , valores de μ , módulos de elasticidad E_s .(ver. Fig. 5.28 a)).

5.5.1 Desarrollo de Programa Interacción Suelo-Estructura, Analisis Lineal.

Para inicializar el programa, esto es de acuerdo al listado del programa INTE4OCT, debemos de ir cargando el programa con los valores que se piden a continuación:

1. N = NUMERO DE NUDOS DE LA RETICULA DE CIMENTACION
2. NG = NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD
3. NGEM = NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD PARA EL CALCULO DE LOS ELEMENTOS MECANICOS
4. NBC = NUMERO DE BARRAS DE LA CIMENTACION
5. NB = NUMERO DE BARRAS DE LA ESTRUCTURA
6. NE = NUMERO DE ESTRATOS

CAPITULO 5 ESTIMACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DE UNA ARCILLA

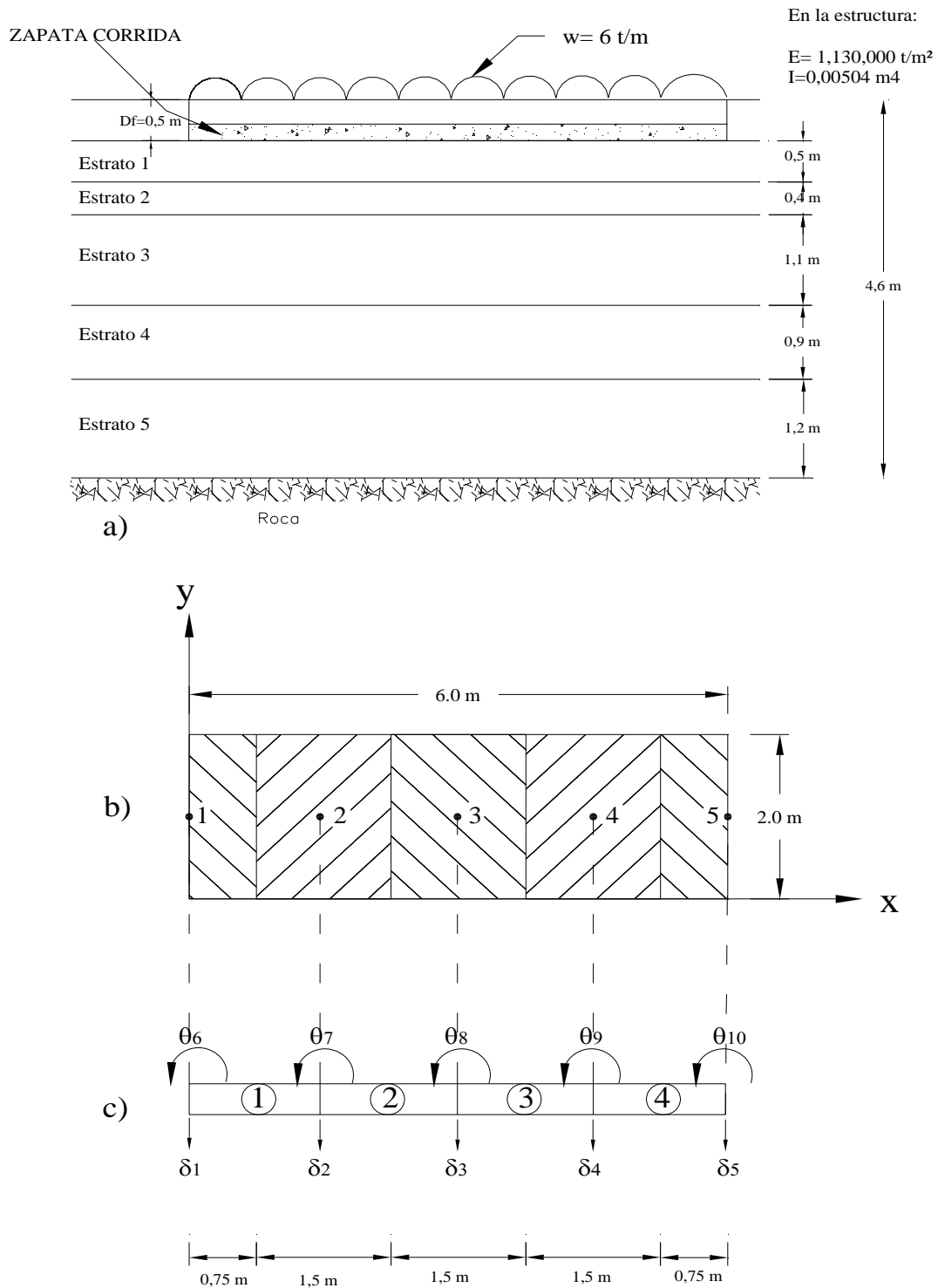


Fig. 5.28. a) Zapata corrida, b) Retícula y sus nudos de la losa para análisis, c) Grados de libertad y numero de barras.

CAPITULO 5 ESTIMACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DE UNA ARCILLA

A continuación se ingresan la rigidez de la estructura así como el momento de inercia, la longitud de las áreas de las retículas, la carga repartida actuante sobre ellas. En este caso el modulo de elasticidad de la estructura es de $1,130,000 \text{ kg/cm}^2$ y el momento de inercia es de $0,005040 \text{ m}^4$, y la carga repartida es de 6 ton/m^2 . Así mismo, se ingresan los grados de libertad correspondientes a cada retícula según se observa en la Fig. 5.28 b siendo 1 a 5 desplazamientos verticales y de 6 a 10 los giros actuantes según la retícula. Los datos son ingresados según se muestran en la Fig. 5.29.

```
LIST 4700-4800
4700 REM N,NG,NGEM,NBC,NB,NE
4710 DATA 5,10,12,4,4,5
4720 REM DATOS DE LAS BARRAS DE LA CIMENTACION
4730 REM M, BETAG, E, G, IN, IT, LO, W, TP, TQ, DR, DS, TA, TB
4740 DATA 1,0,1130000,0,.005040,0,1.5,6.0,6,7,1,2,11,12
4750 DATA 2,0,1130000,0,.005040,0,1.5,6.0,7,8,2,3,11,12
4760 DATA 3,0,1130000,0,.005040,0,1.5,6.0,8,9,3,4,11,12
4770 DATA 4,0,1130000,0,.005040,0,1.5,6.0,9,10,4,5,11,12
4780 REM I, P<I>
4790 DATA 1,0,2,0,3,0,4,0,5,0,6,0,7,0,8,0,9,0,10,0
4800 REM I, NAI<I>
Ok
1|LIST 2|RUN< 3|LOAD" 4|SAUE" 5|CONT< 6|"LPT1 7|TRON< 8|TROFF< 9|KEY 0|SCREEN
```

Fig. 5.29. Valores de las barras de cimentación.

El siguiente valor a ingresar es el grado de libertad y su ubicación de acuerdo a la Figura.5.28 b), así como los nudos de acuerdo a la posición y separación en planta de la losa de cimentación (ver Fig. 5.30):

```
LIST 4800-4870
4800 REM I, NAI<I>
4810 DATA 1,1,2,1,3,1,4,1,5,1
4820 REM I, K1, XP, XI, XF, YP, YI, YF
4830 DATA 1,1,0,0,.75,1,0,2
4840 DATA 2,1,1.5,.75,2.25,1,0,2
4850 DATA 3,1,3.0,2.25,3.75,1,0,2
4860 DATA 4,1,4.5,3.75,5.25,1,0,2
4870 DATA 5,1,6.0,5.25,6.0,1,0,2
Ok
1|LIST 2|RUN< 3|LOAD" 4|SAUE" 5|CONT< 6|"LPT1 7|TRON< 8|TROFF< 9|KEY 0|SCREEN
```

Fig. 5.30. Ancho de retículas y ubicación de los nudos.

*(XP,YP):COORDENADAS DEL PUNTO, (XI,YI):COORDENADAS INICIALES DE LA CARGA REPARTIDA, (XF,YF):COORDENADAS FINALES DE LA CARGA REPARTIDA, DRC:LONGITUD DE LA REACCION r, A: AREA DE LA REACCION r, BR: ANCHO EQUIVALENTE DE LA REACCION r
I, K1, XP, XI, XF, YP, YI, YF

Una vez determinados los parámetros del suelo esto es, el valor de μ , γ , K_0 y definidos el espesor de cada estrato se ingresan al programa, para este caso los parámetros del suelo a utilizar se muestran en la Tabla 5.8:

Tabla 5.8. Parámetros del suelo utilizados en el programa INTE4OCT

Estrato	H m	K_0	γ_m ton/m ³	Es ton/m ²
1	0.5	0.74	1.62	548
2	0.4	0.75	1.56	1200
3	1.1	0.78	1.64	1860
4	0.9	0.77	1.68	2864
5	1.2	0.77	1.70	4286

En la Fig. 5.31 se muestra la captura de los parámetros arriba mencionados:

```
4880 REM J, H, NU, GAMMA, KO
4890 DATA 1,0.5,.420,1.62,.74
4900 DATA 2,0.4,.430,1.56,.75
4903 DATA 3,1.1,.440,1.64,.78
4906 DATA 4,0.9,.430,1.68,.77
4908 DATA 5,1.2,.430,1.70,.77
```

Fig. 5.31. Parámetros del suelo en el programa INTE4OCT.

A continuación se ingresan los módulos de elasticidad de cada estrato, según se aprecia en Fig. 5.32, de acuerdo a la ubicación de cada nudo de la retícula. (ver Fig. 5.28 a) y b)).

```
4910 REM I, J, ES(I, J)
4920 DATA 1,1,548,2,1,548,3,1,548,4,1,548,5,1,548
4930 DATA 1,2,1200,2,2,1200,3,2,1200,4,2,1200,5,2,1200
4932 DATA 1,3,1860,2,3,1860,3,3,1860,4,3,1860,5,3,1860
4934 DATA 1,4,2864,2,4,2864,3,4,2864,4,4,2864,5,4,2864
4936 DATA 1,5,4286,2,5,4286,3,5,4286,4,5,4286,5,5,4286
```

Fig. 5.32. Módulos de elasticidad del suelo en el programa INTE4OCT.

Se debe de ingresar ahora el ancho de cada retícula con su correspondiente nudo y finalmente se ingresa por cada nudo la expansión libre con signo negativo (ver Fig. 5.27). Esta expansión corresponde al caso en el cual la cimentación será cubierta con un material impermeable para evitar los cambios de humedad:

```

4950 DATA 1, .75, 2, 1.5, 3, 1.5, 4, 1.5, 5, .75
4960 REM I, DELTA0(I)
4970 DATA 1, -.032, 2, -.036, 3, -.04, 4, -.036, 5, -.032
Ok
1|LIST 2|RUN← 3|LOAD" 4|SAVE" 5|CONT← 6, "LPT1 7|TRON← 8|TROFF← 9|KEY 0|SCREEN
    
```

Fig. 5.33. Expansiones debidas a colocación de una pantalla impermeable.

5.5.2 Resultados de programa Interacción Suelo-Estructura, Análisis Lineal.

La corrida del programa arroja los siguientes datos:

**CALCULO DE LOS VALORES DE INFLUENCIA
PUNTO, ESTRATO, CARGA, VALOR DE INFLUENCIA:**

0	1	1	0	0
0	1	1	0	0
0	1	1	0	0
0	1	1	0	0
1	1	2.481367E-04		
1	2	2.29401E-05		
1	3	-1.833352E-06		
1	4	-2.831601E-06		
1	5	-1.155873E-06		
2	1	1.911602E-05		
2	2	4.962735E-04		
2	3	2.29401E-05		
2	4	-1.833352E-06		
2	5	-1.505015E-06		
3	1	-4.086289E-07		
3	2	2.29401E-05		
3	3	4.962735E-04		
3	4	2.29401E-05		
3	5	-4.086294E-07		
4	1	-1.505015E-06		
4	2	-1.833352E-06		
4	3	2.29401E-05		
4	4	4.962735E-04		
4	5	4.962735E-04		
4	5	1.911602E-05		
5	1	-1.155873E-06		

CAPITULO 5 ESTIMACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DE UNA ARCILLA

5 2 -2.831601E-06
 5 3 -1.833352E-06
 5 4 2.29401E-05
 5 5 2.481367E-04

GRADO DE LIBERTAD, REACCION HASTA N = 5 GIROS LOS SIGUIENTES:

1 3.334196
 2 4.88354
 3 10.89871
 4 4.883542
 5 3.334195
 6 1.515665E-03
 7 1.27149E-03
 8 2.2161E-10
 9 -1.271491E-03
 10 -1.515664E-03

NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO (cm)

1 -.0310983
 2 -3.327664E-02
 3 -3.436993E-02
 4 -3.327664E-02
 5 -.0310983

DELF12 = 1.45223E-03
 DELF23 = 7.288556E-04
 DELF13 = 1.090543E-03

BARRA, GRADO DE LIBERTAD, MOMENTO O CORTANTE EN EL NUDO							
BARRA 1		BARRA 2		BARRA 3		BARRA 4	
GL	Cortante	GL	Cortante	GL	Cortante	GL	Cortante
1	1.75E-05	2	2.836724	3	-3.77E-05	4	-2.836715
2	-2.836716	3	-3.77E-05	4	2.836725	5	1.69E-05
GL	Momento	GL	Momento	GL	Momento	GL	Momento
6	-3.18E-05	7	2.563367	8	6.382613	9	2.563363
7	-2.563363	8	-6.382613	9	-2.563398	10	3.16E-05

BARRA, GRADO DE LIBERTAD, MOMENTO O CORTANTE EN EL NUDO

N = 5

EQUILIBRIO DE FUERZAS VERTICALES

PESO TOTAL = 36

REACCION TOTAL = 35.99998

Ok

De los anteriores resultados obtendremos primeramente los diagramas de reacción y de asentamiento producidos:

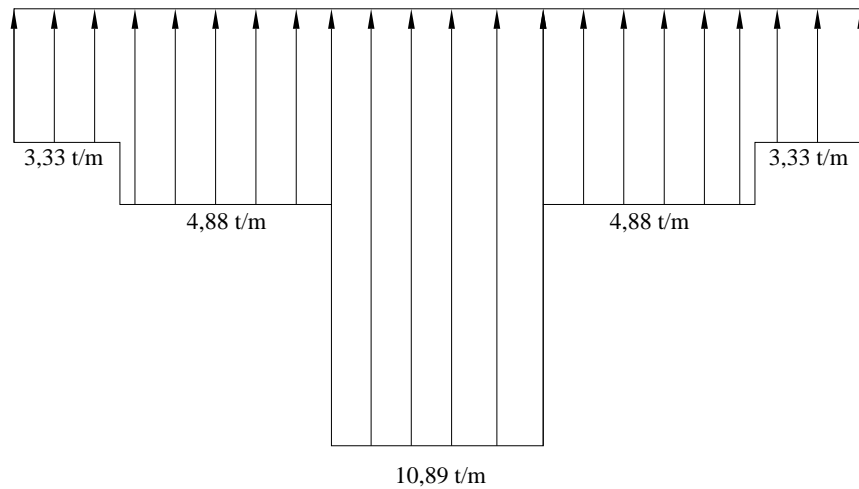


Fig. 5.34. Diagrama de reacciones de la interacción suelo-estructura (INTE4OCT)

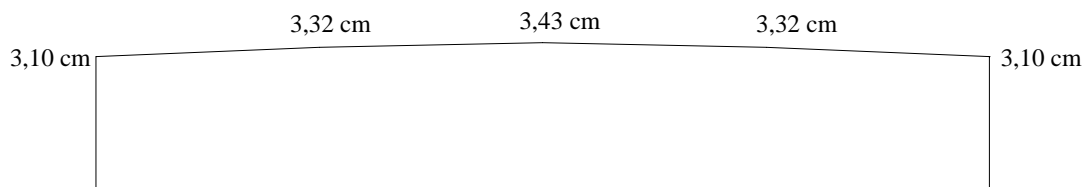


Fig.5.35. Diagrama de expansiones de la interacción suelo-estructura (INTE4OCT).

De acuerdo al reglamento de cosnrucciones del DF (2004), en el punto 3.1 Acciones de Diseño, inciso c), para un muro de carga de tabique de barro o bloque de concreto la relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y claros es máximo 0,002. Por tanto, de acuerdo al resultado obtenido se encuentra dentro del límite le muro calculado y son admisible los hundimientos presentados en la Fig. 5.35.

De los cortantes y momentos arrojados por el programa, determinaremos los elementos mecánicos mediante las ecuaciones:

$$x \leq L/2 : V = -V_r + (r_r - w)x \quad (5.23)$$

$$M = -M_p - V_r x - (r_r - w)w^2 / 2 \quad (5.24)$$

$$x \geq L/2 : V = -V_r - wx + r_r L/2 + r_s (x - L/2) \quad (5.25)$$

$$M = -V_r x - wx^2 / 2 + (r_r L/2)(x - L/4) + (r_s / 2)(x - L/2)^2 \quad (5.26)$$

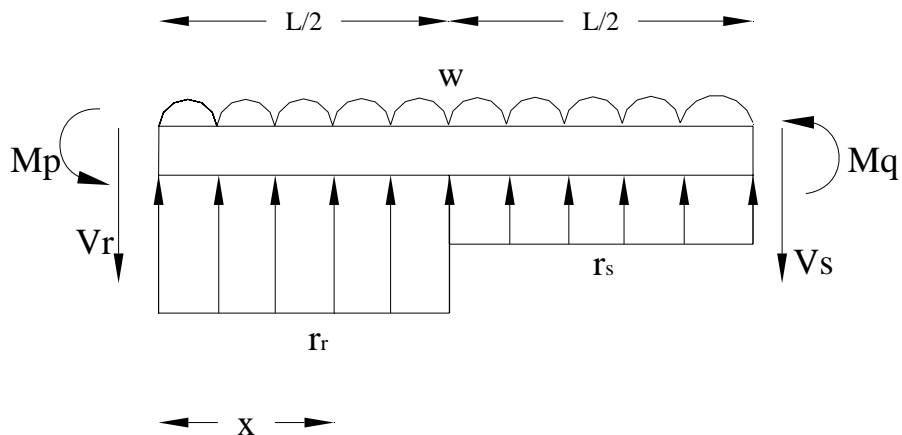


Fig. 5.36. Elementos mecánicos (nudo sobre barra)

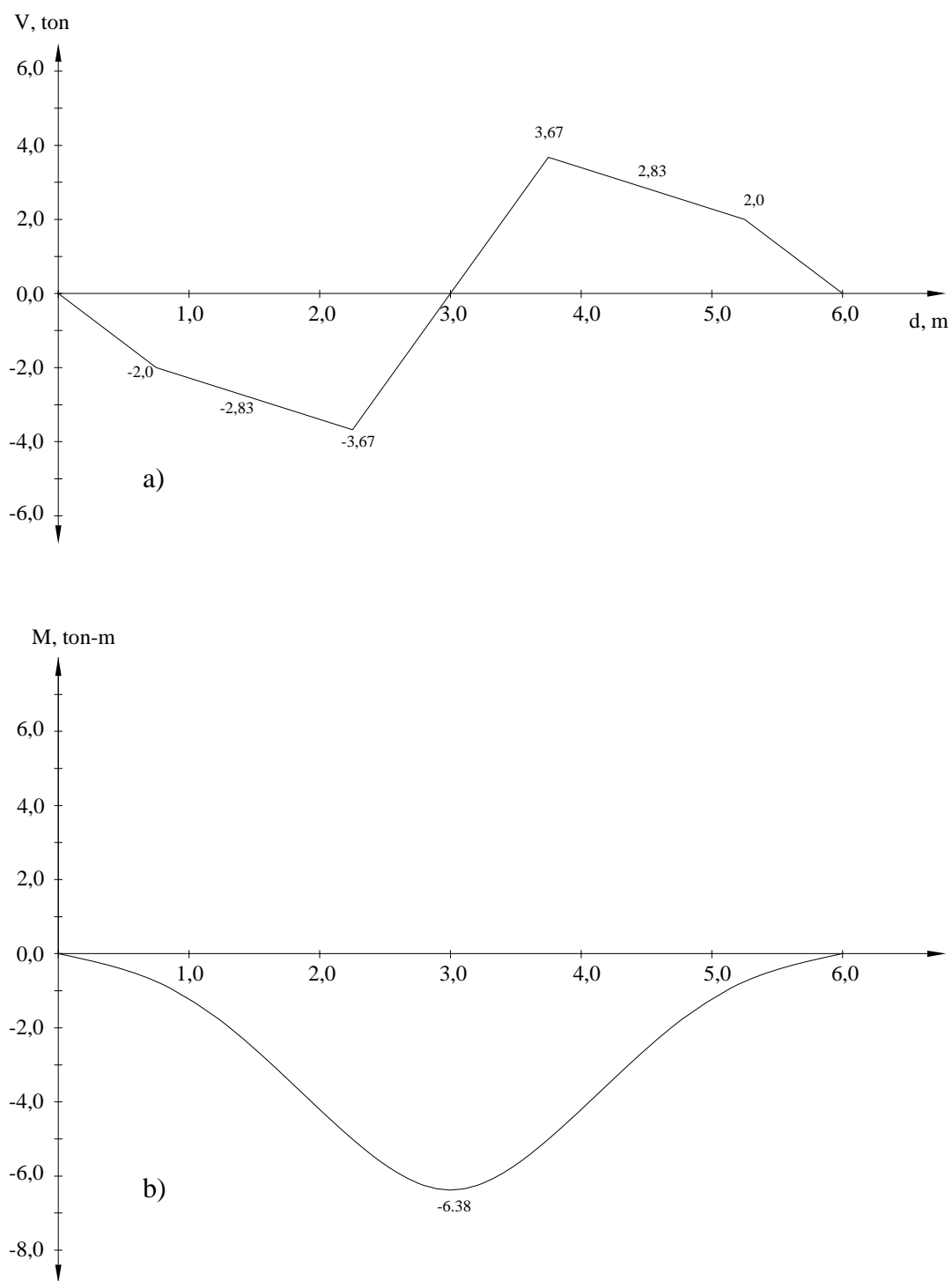
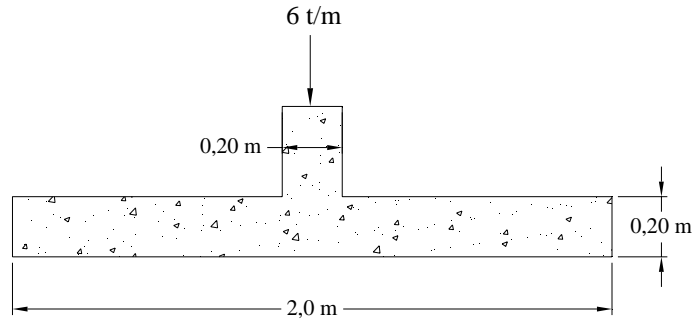


Fig. 5.37. a) Diagrama de cortante, b) Diagrama de momentos

5.6 Diseño estructural

De acuerdo a los resultados anteriores se realizará el análisis estructural de la zapata corrida.



Datos:

$$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_m=1.6 \text{ ton/m}^3$$

$$I= 0.00504 \text{ m}^4$$

1) Diseño de contratrabe

a. Acero por Flexión

- Acero positivo (lecho inferior)

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{FRbd^2 f'c}} \quad p = q \frac{f'c}{fy} \quad As = pdt$$

$$Mu = 6.38 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm} (1.4) = 8.932 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(8.932 \times 10^5)}{(0.9)(20)(46.4)(170)}} \quad q = 0.1462$$

$$p = (0.1462) \frac{250}{4200} = 0.008707$$

$$As = 0.008707(20)(46.4) = 8.08 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se utilizarán 3 varillas del no.6

****Notas:**

$$f'c = 0.8f * c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 3 \text{ cm} + \frac{1.27}{2} = 3.64 \text{ cm}$$

$$h_{\text{losa}} = 20 \text{ cm} - 3.64 \text{ cm} = 16.4 \text{ cm}$$

$$f* = 0.8f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.27 \text{ cm} = \text{diametro de varilla No.4}$$

$$h_{\text{trabe}} = 50 \text{ cm} - 3.64 \text{ cm} = 46.4 \text{ cm}$$

b. Diseño por cortante:

$$S = \frac{FRAvdFy}{(Vu - Vcr)} \leq \frac{FRAvFy}{3.5b}$$

$$Vu = 3,670 \times 1.4 = 5,138 \text{ kg}$$

$$Vu = FRbd(0.2 + 30p)\sqrt{f * c}$$

$$Vu = 0.8(20)(46.4)(0.2 + 30[0.008707])\sqrt{200}$$

$$Vu = 4,842.3 \text{ kg}$$

$$S = \frac{(0.8)(2)(0.71)(46.4)(4200)}{(5,138 - 4,842)} \leq \frac{(0.8)(2)(0.71)(4200)}{3.5(20)}$$

$$748.7 \leq 68.2$$

Por reglamento, si Vu es mayor que Vcr, pero menor que :

$$1.5FRbd\sqrt{f * c}$$

$$1.5(0.8)(20)(46.4)\sqrt{200} = 15,748 \text{ kg}$$

$$\therefore Vu = 5,138 \text{ kg} < 15,748 \text{ kg}$$

De acuerdo al reglamento se utilizarán estribos a 0.5d, esto es 0.5(46.4 cm)=23 cm, Entonces se utilizarán estribos con varilla del No. 3 @25 cm.

2)Diseño de losa-zapata

a. Tensión diagonal

reacción al centro (máx.) = 10.89 ton≈11 ton

reacción del terreno:

11ton x 1.5 = 16.5 ton

$$q = \frac{16.5}{(1.5)(2.0)} = 5.5 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Reacción neta:

$$q_n = 5.5 - 0.2(2.4) - 0.3(1.6)$$

$$q_n = 4.54 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$d = 20 \text{ cm} + \left(r + \frac{* \phi_{\text{varilla}}}{2} \right) = 20 \text{ cm} - 3.64 \text{ cm} = 16.4 \text{ cm}$$

$$* \phi = \text{varilla no.4} = 1.27 \text{ cm}$$

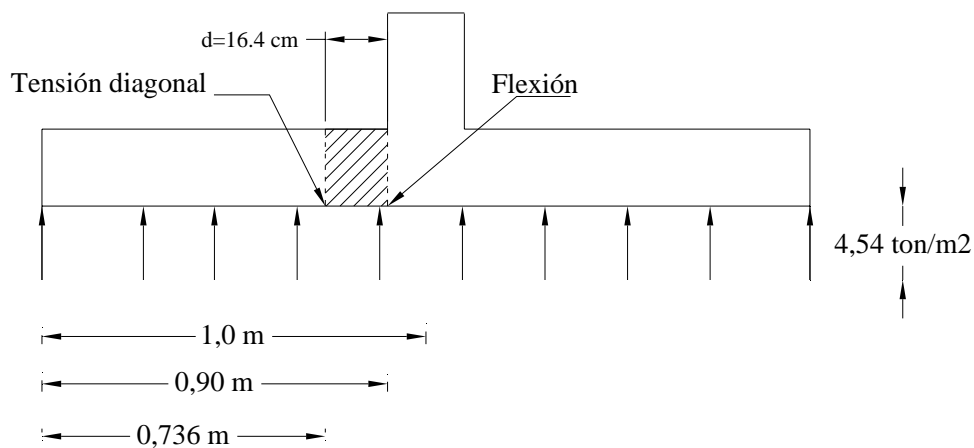


Fig. 5.38. Secciones críticas por Tensión diagonal y por Flexión

Momento y reacción en sección crítica.

$$V = 4.54(0.736) = 3.34 \text{ ton}$$

$$Vu = 3.34 \times 1.4 = 4.68 \text{ ton}$$

$$M = 4.54 \left(\frac{0.736^2}{2} \right) = 1.22 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$B = 3.0 \text{ m} > 4d = 0.656 \text{ m}$$

$$\therefore \frac{M}{Vd} = \frac{1.22}{(3.34)(0.164)} = 2.22$$

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(100)(16.4)\sqrt{200}$$

$$V_{cr} = 9,277.2 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 9.27 \text{ ton} > Vu = 4.68 \text{ ton} \quad \therefore \text{ cumple}$$

b. Flexión

Momento flexionante en la sección crítica

$$M = 4.54 \left(\frac{0.90^2}{2} \right) = 1.84 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M = 1.84 \times 1.4 = 2.57 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} = 0.7 \frac{\sqrt{250}}{4200}$$

$$\rho_{\min} = 0.00263$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{4800}{fy + 6000}$$

$$\rho_b = \frac{170}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000}$$

$$\rho_b = 0.01905$$

$$\rho_{\max} = 0.75(0.01905)$$

$$\rho_{\max} = 0.01428$$

Fracción de acero para soportar Mu:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{FRbd^2 f'c}}$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(257 \times 10)}{0.9(100)(164^2)(170)}}$$

$$q = 0.0645$$

$$\rho_{\min} = q \frac{f'c}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.06453 \frac{170}{4200} = 0.00261$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00261(100)(16.4)$$

$$A_s = 4.283 \text{ cm}^2$$

-Separación de las varillas:

$$S = \frac{a_s g}{A_s}$$

a_s = área transversal varilla, en este caso se utilizará varilla No.4 = 1.27 cm^2

g = distancia a la que se requiere A_s , en este caso se fijara a 100 cm

$$S = \frac{1.27(100)}{4.28}$$

$$S = 29.67 \approx 30 \text{ cm}$$

∴ Se necesitan varillas No.4 @ 30 cm, en el lecho superior.

c. Temperatura.

El acero en la dirección longitudinal de la Zapata y lecho superior se calculan con:

$$A_s = \frac{6600(1.5)(h/2)}{f_y(h/2 + 100)}$$

$$\frac{h}{2} = \text{semiespesor losa} = 10\text{cm}$$

$$A_s = \frac{6600(1.5)(10)}{4200(10 + 100)}$$

$$A_s = 0.2143$$

Separación de varillas:

$$S = \frac{a_s g}{A_s}$$

Utilizando varillas No. 3

$$S = \frac{0.71(100)}{2.143}$$

$$S = 33.13\text{ cm}$$

Se usarán varillas No.3 @ 30 cm

En la Figura 5.36 se muestran las características estructurales de la Zapata:

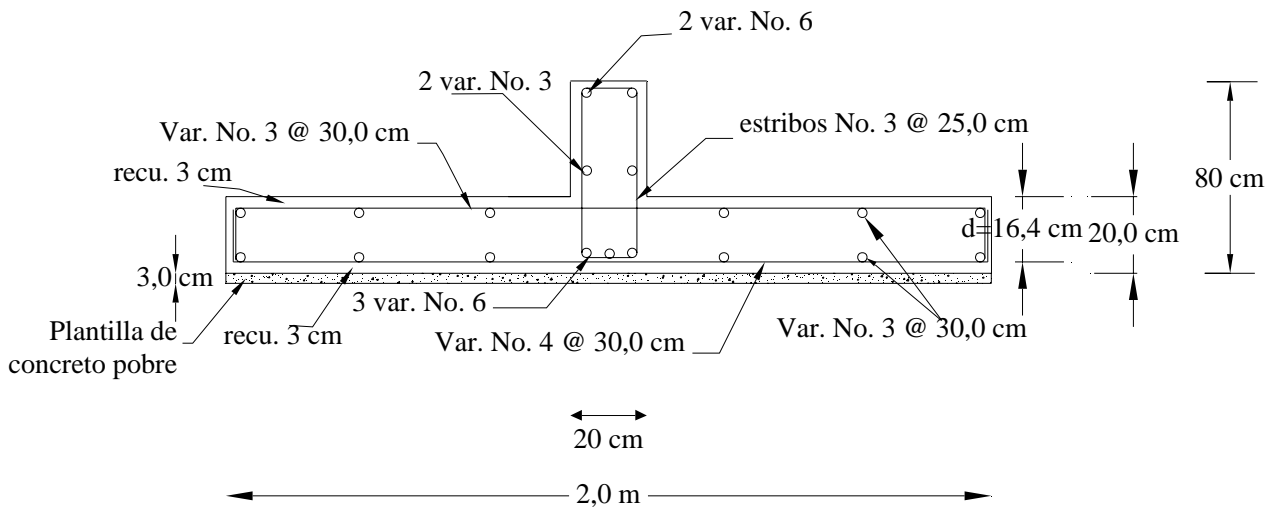


Figura 5.39 Características estructurales de la Zapata

5.7 Consideraciones generales para la construcción

Adicional a la consideraciones de diseño tomadas en cuenta en el análisis y diseño de cimentaciones sobre suelos expansivos y cualquiera que sea la solución estructural que el se haya seleccionado, se deben tener en cuenta lagunas recomendaciones de tipo constructivo u operacional al fin de que la cimentación tenga un buen desempeño y con el objeto de prevenir daños provocados por por los usuarios de la construcciones.

A continuación se mencionan algunas técnicas de aplicación antes y después de la construcción.

5.7.1 Medidas Preventivas de la expansión previas a la construcción

Cuando los componentes expansivos de un suelo han sido identificados antes de la construcción, existen muchos métodos de eliminación de la amenaza de daños estructurales. Estos métodos han sido divididos en dos grandes categorías: modificación de suelos y técnicas de construcción. La categoría de modificación de suelos se enfoca en las

medidas que pueden ser tomadas directamente para prevenir la expansión contracción o colapso del suelo.

I.-*Remoción del suelo (todo tipo de suelos)*. Obviamente, cuando se identifica la presencia de un suelo expansivo, un método común de aliviar el riesgo de daño después de la construcción es remover completamente el suelo expansivo y reemplazarlo por uno más estable.

II.-*Aplicación de cal viva*. Una herramienta altamente efectiva es mezclar cal viva con el suelo. Cuando se introduce cal viva (óxido de calcio) en un suelo saturado, ésta reacciona con el agua que contiene el suelo formando hidróxido de calcio. Esencialmente, la cal “succiona” el agua fuera del suelo.

III.-*Geotextiles*. Los geotextiles son cubiertas de fibra de propileno tejidas. Estas son no – biodegradables al igual que resistentes a daños causados por insectos o roedores. El espesor y el ancho varían de acuerdo a los fabricantes, así como a las propiedades de drenaje. Existen geotextiles que permiten el libre paso del agua a través de la membrana efectiva para evitar la migración del suelo. Los hay también para cubrir las superficies de drenaje, permitiendo el flujo libre del agua, pero mantiene confiado al suelo para evitar que tape los drenes. Existen además, geotextiles impermeables que pueden constituir barreras de humedad en las cimentaciones. El rango de usos para los geotextiles va de la construcción de caminos hasta jardines.

IV.- *Zonas de jardinería*. La jardinería sobre suelos expansivos debería de enfatizar la reducción de cantidad de escurrimiento (agua) que es absorbida por el suelo, para tal propósito se recomienda no plantar pasto, flores o arbustos en los 5 primeros metros cercanos a la cimentación, a menos que sean regados por goteo y deberán estar al menos 1.5 m alejados de la cimentación, los sistemas de raíces pueden llegar a cambiar drásticamente el contenido de humedad al igual que alteran el suelo. Se deben de plantar

una vegetación de acuerdo al grado de aridez del sitio donde se vive, en lugares muy húmedos disponer de plantas que requieran mayor cantidad de agua y en lugares áridos aquellas que requieran el mínimo de agua. Evitar el sobre riego y tener un control sobre los sistemas de riego, en caso de céspedes y jardines con alto requerimiento de agua estos deberán estar lo mas alejados posible de la cimentación.

V.- *Barreras de humedad.* Las barreras impermeables son una manera muy efectiva de estabilizar a los suelos expansivos, ya que ayudan a mantenerlos a contenidos de humedad constantes: su principal ventaja es la de reducir las expansiones diferenciales, tras promover condiciones más uniformes de humedad en el suelo, pudiendo o no afectar a las expansiones totales. Se pueden clasificar en dos tipos: barreras verticales y barreras horizontales; las primeras son aplicables alrededor de las estructuras. Son membranas de polietileno y asfalto que han demostrado su efectividad al igual que las trincheras verticales con alrededor 15 cm de espesor y 1.50 m de profundidad, rellenas de grava y apoyadas sobre trincheras de concreto o de mezclas hechas con hule, cal y ceniza. Las barreras horizontales, en general, resultan menos efectivas que las anteriores, debido a que pueden ser fácilmente dañadas, y a que pueden actuar como detonantes para el afloramiento de humedad en el suelo. Estas pueden estar localizadas en la superficie del suelo, en forma de acera u otras áreas pavimentadas, o bien pueden encontrarse enterradas. Ver Fig. (5.40).

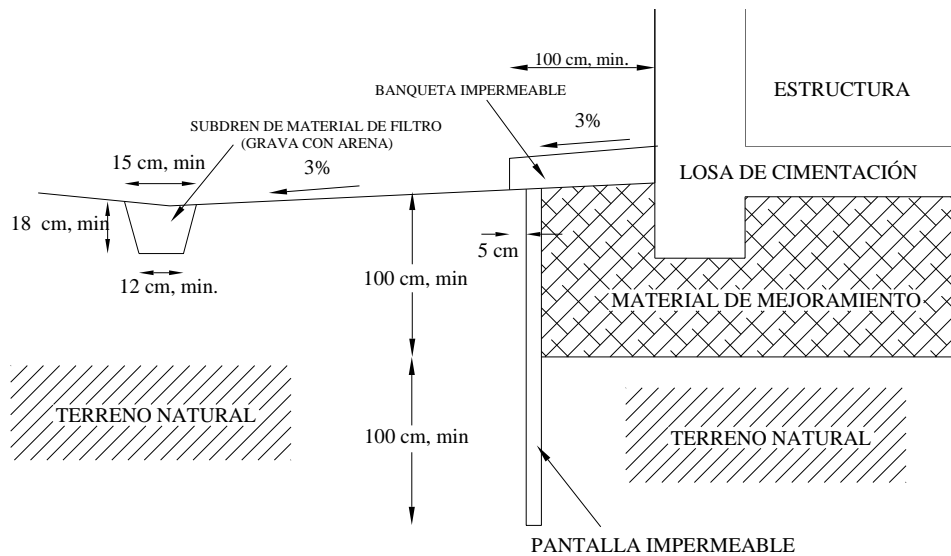


Figura 5.40. Ubicación de una pantalla impermeable vertical.

5.7.2 Medidas de reducción de la expansión después de la construcción

Si una estructura después de construida comienza a exhibir señales de una expansión potencial del suelo, hay algunas formas para prevenir nuevos daños:

I.- Reducción de a infiltración de la humedad. El medio de prevención de nuevos daños más barato y efectivo, es seguir las expuestas en 5.7.1. El riesgo de un suelo expansivo puede ser drásticamente reducido asegurando que la humedad no varíe en los alrededores del suelo. Esto puede ser realizado mediante la instalación sobre la superficie o bajo de ella un sistema de drenaje. Además, un apropiado diseño de una zona de jardinería puede jugar un papel importante en los niveles de humedad del suelo.

II.- Compactación mediante inyecciones de cemento.

Este procedimiento involucra el bombeo de una lechada de agua y cemento bajo el terreno de una alta presión. Dicha Solución a presión empuja al suelo inestable bajo la cimentación y llena los vacíos. Es un procedimiento extremadamente caro puede no tener éxito silos

estratos de suelo no pueden soportar la presión de la inyección o si la composición mineralógica del suelo no es compatible con al lechada para una buena reacción química.

III.- Aplicación de cal. De la misma manera como se realizan las inyecciones de cemento, se pueden realizar inyecciones a presión de una mezcla agua-cal dentro del suelo expansivo y bajo la cimentación. El mecanismo de reacción es similar al descrito para las inyecciones de lechada agua-cemento y las probabilidades de éxito son prácticamente las mismas.

5.7.3 Drenaje.

El factor más importante para la construcción de una cimentación en suelos expansivos es la superficie de drenaje. Si la superficie no permite la infiltración de agua en el suelo, entonces el potencial expansivo del suelo nunca se convertirá en una expansión o colapso, etc. Los siguientes métodos pueden ser utilizados par maximizar la superficie de drenaje:

a) Drenaje del techo

El sistema de drenaje del techo es diseñado para encargarse de la caída de agua de lluvia o en su caso, de la nieve derretida cerca de la casa. Un sistema de drenaje de techo estará compuesto de canaletas de escurrimiento, bajada de agua, extensiones y salpicaderos. Todos los escurrimientos deberán depositarse al menos 1,5 m alejados de la construcción. La Figura 5.41 muestra un típico caso de drenaje de techo:

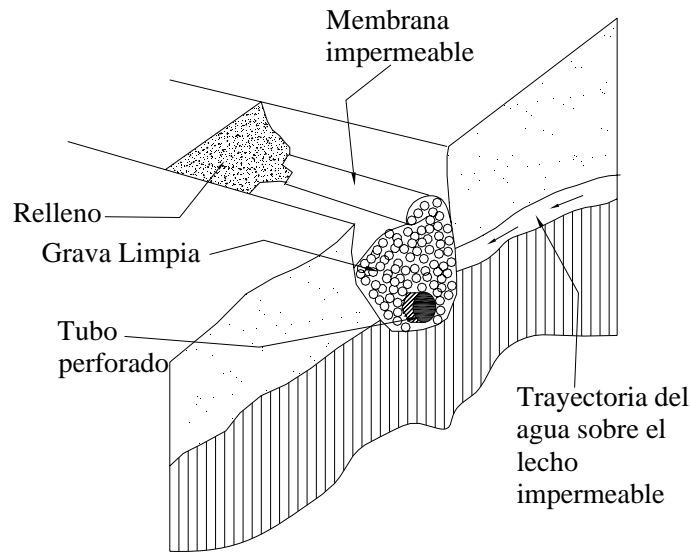


Figura 5.41. Sistema de drenaje de techo

b) Pendiente de drenaje

El principal propósito de la graduación de la pendiente es desviar el drenaje lejos de la casa para prevenir la infiltración sub-superficial. El grado de la pendiente va a depender del tipo de superficie y entorno. Para superficies pavimentadas se deben tener pendientes de 1 a 2%. En áreas verdes cerca de casas se debe de tener una pendiente de al menos el 10%. Si un edificio se construye a 6 m de otra estructura, la pendiente deberá de incrementarse de 20 a 30%. El escurrimiento se deberá llevar entonces mediante zanjas superficiales. Se debe cuidar también no llevar el escurrimiento directamente a las estructuras vecinas.

c) Drenaje Sub-superficial.

Este tipo de sistema de drenaje es usado para el agua en exceso que se mueve libremente bajo el suelo. Aunque ello no elimina completamente el riesgo de daño causado por los suelos expansivos, los drenajes sub-superficiales pueden reducir sustancialmente la

severidad y frecuencia de los daños. Una gran variedad de estos sistemas son descritos a continuación:

I.- Drenaje Perimetral

Es un tipo de drenaje que se extiende alrededor de la base de la cimentación. Este sistema consiste de una trinchera que contiene un tubo de drenaje; grava, un filtro de drenaje y un relleno de suelo. El drenaje deberá estar varios centímetros bajo el nivel del muro de cimentación, y deberá contar con una pendiente de 1 o 2%. El drenaje descarga en el área de depósito, también en un drenaje bajo o en un pozo de bombeo. (Fig.5.42).

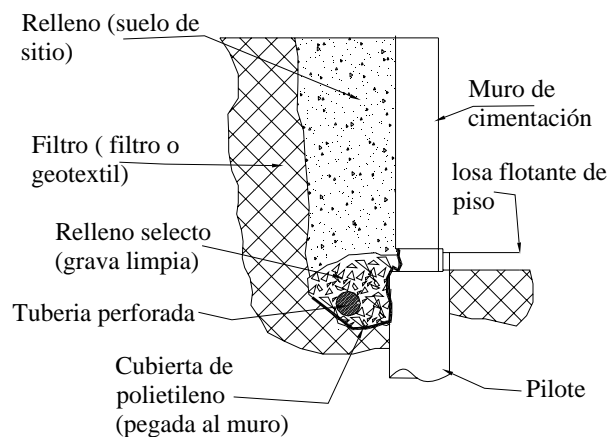


Figura 5.42. Sistema de drenaje perimetral

II.- Drenaje Interceptor

Este drenaje es usado para desviar el agua sub-superficial. Los drenajes interceptores son típicamente usados para proteger casas de la filtración de zanjas o canales de irrigación. El drenaje es de simple diseño: una trinchera rellena con grava y arena con una pendiente para mover el agua a descargar a otro lugar. (Fig.5.43).

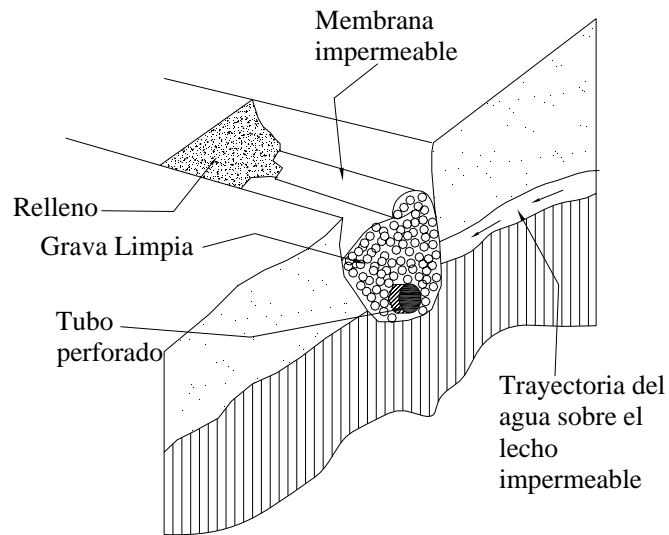


Figura 5.43. Sistema de drenaje interceptor.

Cualquiera que sea el tipo de cimentación que se decida construir sobre el suelo expansivo siempre se le hará saber al usuario de la construcción los riesgos y cómo prevenirlos. La prevención siempre será, a la larga la manera más económica de abordar un problema de cimentación sobre un suelo expansivo.

6 CONCLUSIONES.

1. Para que un suelo sea expansivo, debe contener un mineral arcilloso que manifieste cambios de volumen al ser sometido a cambios en su contenido de humedad, y este debe estar en condiciones de secado. Por tanto, la profundidad máxima de fluctuación en el contenido de humedad del suelo (zona activa) define su zona potencial de expansión. El grave problema que se tiene en los análisis de expansión, es el de la dificultad para determinar el valor de esa profundidad para un sitio dado, debido a la cantidad de variables que intervienen en ella.
2. Usualmente las correlaciones entre el potencial de expansión de los suelos y sus pruebas más comunes, son muy útiles para identificar la presencia de suelos expansivos (en casi todas ellas se pueden observar que los suelos con límites líquidos mayores de 40 e índices plásticos mayores a 15, son considerados como potencialmente expansivos).
3. Las deformaciones de una arcilla se deben a incrementos de esfuerzos ocasionados por la carga externa y a variaciones de la succión dentro del suelo. Generalmente las teorías para explicar la expansión de las arcillas se relacionan con el desbalance de carga en los minerales que contienen dichas arcillas. El mecanismo de succión osmótica de expansión se basa en la teoría de la doble capa, esto muestra que tales teorías no pueden explicar toda la evidencia concerniente a la expansión. La composición mineralógica y por consiguiente, la configuración de celosía del cristal de la arcilla son más importantes en la interacción arcilla-agua y en la determinación de la microestructura de la arcilla, lo cual afecta al proceso de expansión.
4. En este trabajo se presentó un procedimiento sencillo para el cálculo de las deformaciones debidas a incrementos de carga externa y a las deformaciones producidas por absorción de moléculas de agua en las partículas de suelo, sumados estos dos parámetros dan por resultado la deformación total en suelos no saturados, (incisos 5.1.1 y 5.1.2).
5. La succión en el suelo y las propiedades de deformación se pueden estimar mediante pruebas sencillas en un consolidómetro variando la carga externa y la humedad en el espécimen de prueba o mediante ensayos estándar de expansión, que por su parte, son los métodos más utilizados para determinar la expansión de los suelos, debido a que estas miden las características deseadas del suelo y son relativamente fáciles de realizar, si bien presentan el inconveniente de no tener una metodología de prueba universalmente aceptada, lo que provoca que sus resultados no siempre sean comparables. Los parámetros utilizados para estimar los movimientos de la arcilla se obtienen con las ecuaciones 5.16 y 5.17 del inciso 5.1.2.

6. Se utilizó un programa de cómputo sencillo para llevar a cabo el análisis de interacción suelo-estructura de un muro apoyado en una zapata corrida, suponiendo un comportamiento elástico lineal. El resultado de este análisis permite obtener los diagramas de asentamiento, de reacciones, de fuerza cortante y de momento flexionante, en la estructura, considerando la influencia que tienen en ellos las rigideces del terreno de cimentación y la estructura, esto permitió diseñar de manera racional la estructura analizada.
7. Expansiones de mediana magnitud de la arcilla pueden provocar deformaciones diferenciales de la losa de cimentación y agrietamientos de los muros de una vivienda o estructura, aun cuando la losa se rigidice con contratrabes, por esta razón es importante tomar medidas para reducir o por lo menos uniformar los movimientos del terreno, lo cual se puede lograr construyendo un eficiente sistema de drenaje para captar y alejar el agua de las estructura, adicionalmente construyendo membranas verticales impermeables alrededor de la vivienda.
8. Todo parece indicar que los estudios basados en la succión del suelo podrán estimar adecuadamente sus cambios de volumen, aun cuando existen todavía carencia de bases teóricas para su desarrollo que no han permitido entender satisfactoriamente los mecanismos de expansión y las propiedades de los suelos expansivos, sobretudo en los análisis de las condiciones de frontera relacionadas con las condiciones ambientales, las cuales son muy difíciles de predecir. Por otro lado, los propietarios consideran que los estudios geotécnicos prácticos tienen un costo que sobrepasa a los riesgos que se pueden tomar.
9. El principal problema que se tiene con los suelos expansivos es que sus mayores afectaciones están asociadas a estructuras pequeñas, las cuales usualmente no justifican investigaciones exhaustivas y soluciones efectivas. Así muchas pérdidas económicas que provocan podrían ser evitadas reconociendo el problema a tiempo e incorporando medidas preventivas apropiadas en el diseño, construcción y mantenimiento de las estructuras.
10. El desarrollo de métodos de interacción que compatibilicen las deformaciones de los suelos expansivos y de las estructuras de cimentación, ya no constituyen un reto. Aun falta sin embargo, desarrollar tecnologías que permitan calcular la succión en los suelos no saturados y que permitan calcular las expansiones y contracciones superficiales cercanas a lo que ocurre en campo, ya que como se trato en este trabajo, se apoya sobre la estimación del movimiento de la arcilla, lo cual obliga a realizar el análisis de interacción suelo-estructura considerando diversas condiciones de movimientos en el suelo.

ANEXOS

ANEXO I

LISTADO DE PROGRAMA *INTE4OCT* PARA EL ANALISIS INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

10 PRINT "INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA. ANALISIS LINEAL. 25/06/01"
20 PRINT
30 PRINT "PROGRAMA 'ISEAL'"
40 PRINT "PROGRAMA ELABORADO POR AGUSTIN DEMENEGHI COLINA"
50 PRINT "EN ESTE PROGRAMA SE TOMA EN CUENTA QUE CADA NUDO PUEDE TENER AREAS INTERNAS"
60 REM LECTURA DE DATOS DE LA ESTRUCTURA
70 GOSUB 410
80 REM LECTURA DE PROPIEDADES DE LAS BARRAS DE LA CIMENTACION
90 GOSUB 500
100 GOTO 130
110 REM LECTURA DE PROPIEDADES DE LAS BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA
120 GOSUB 590
130 REM LECTURA DE CARGAS CONCENTRADAS Y CARGAS DE EMPOTRAMIENTO
140 GOSUB 670
150 REM LECTURA DE DATOS DEL SUELO
160 GOSUB 750
170 REM DETERMINACION DE LOS VALORES DE INFLUENCIA
180 GOSUB 1370
190 REM DETERMINACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRAS DE LA CIMENTACION
200 GOSUB 2010
210 GOTO 240
220 REM DETERMINACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRAS DE LA ESTRUCTURA
230 GOSUB 2290
240 REM DETERMINACION DE LA MATRIZ DE FLEXIBILIDADES DEL SUELO
250 GOSUB 2580
260 REM ENSAMBLE DE LAS MATRICES DE ESTRUCTURA Y SUELO
270 GOSUB 2730
280 REM DETERMINACION DE ELEMENTOS MECANICOS. BARRAS DE LA CIMENTACION
290 GOSUB 3270
300 REM GOSUB 3280
310 GOTO 370
320 REM DETERMINACION DE ELEMENTOS MECANICOS. BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```
330 GOSUB 3470
340 REM DETERMINACION DE ELEMENTOS MECANICOS. BARRAS DE LA
SUPERESTRUCTURA. DIRECCION
350 GOSUB 3880
360 PRINT "N1=",N1
370 REM REVISION DEL EQUILIBRIO DE FUERZAS VERTICALES
380 PRINT "N =",N
390 GOSUB 3750
400 END
410 REM SUBROUTINA PARA LA LECTURA DE DATOS DE LA ESTRUCTURA
420 PRINT "LECTURA DE DATOS DE LA ESTRUCTURA"
430 READ N,NG,NGEM,NBC,NB,NE
440 PRINT "N = NUMERO DE NUDOS DE LA RETICULA DE
CIMENTACION=",N,"NG = NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD =",NG,"NB =
NUMERO DE BARRAS",NB,"NBC = NUMERO DE BARRAS DE LA CIMENTACION
=",NBC
450 PRINT "NGEM = NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD PARA EL CALCULO
DE LOS ELEMENTOS MECANICOS =",NGEM,"NE = NUMERO DE ESTRATOS
=",NE
460 DIM
E(NB),G(NB),AR(NB),IN(NB),IT(NB),LO(NB),W(NB),P(NG),TP(NB),TQ(NB),DR(NB)
,DS(NB),DU(NB),DV(NB),TA(NB),TB(NB)
470 DIM KR(NGEM,NGEM),CR(NG,NG),VE(NGEM),V(NGEM,NB),CA(NG,NG)
480 DIM SCAL(NG),IPS(NG),XL(NGEM)
490 RETURN
500 REM SUBROUTINA PARA LA LECTURA DE DATOS DE BARRAS DE
CIMENTACION
510 PRINT
520 PRINT "M, BETAG, E, G, IN, IT, LO, W, TP, TQ, DR, DS, TA, TB"
530 FOR M=1 TO NBCP
540 READ
M,BETAG(M),E(M),G(M),IN(M),IT(M),LO(M),W(M),TP(M),TQ(M),DR(M),DS(M),TA(
M),TB(M)
550 PRINT
M,BETAG(M),E(M),G(M),IN(M),IT(M),LO(M),W(M),TP(M),TQ(M),DR(M),DS(M),TA(
M),TB(M)
560 PRINT
570 NEXT M
580 RETURN
590 REM SUBROUTINA PARA LA LECTURA DE DATOS DE BARRAS DE LA
SUPERESTRUCTURA
600 PRINT "M, ALFAG, BETAG, E, G, AR, IN, IT, LO, W, TP, TQ, DR, DS, DU, DV,
TA,TB. BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA"
610 FOR M=1 TO NB
```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```
620 READ
M,ALFAG(M),BETAG(M),E(M),G(M),AR(M),IN(M),IT(M),LO(M),W(M),TP(M),TQ(M)
),
DR(M),DS(M),DU(M),DV(M),TA(M),TB(M)
630 PRINT
M,ALFAG(M),BETAG(M),E(M),G(M),AR(M),IN(M),IT(M),LO(M),W(M),TP(M),TQ(M)
)
,DR(M),DS(M),DU(M),DV(M),TA(M),TB(M)
640 NEXT M
650 PRINT
660 RETURN
670 REM SUBROUTINA PARA LA LECTURA DE CARGAS CONCENTRADAS Y
CARGAS DE EMPOTRAMIENTO
680 PRINT "CARGAS CONCENTRADAS Y CARGAS DE EMPOTRAMIENTO"
690 FOR I=1 TO NG
700 READ I,P(I)
710 PRINT I,P(I);
720 NEXT I
730 RETURN
740 PRINT
750 REM SUBROUTINA PARA LA LECTURA DE DATOS DEL SUELO
760 PRINT
770 PRINT
780 PRINT "LECTURA DE DATOS DEL SUELO"
790 PRINT "N = NUMERO DE NUDOS DE LA RETICULA=",N,"NE = NUMERO DE
ESTRATOS=",NE800 DIM
XP(N),YP(N),XI(N,4),XF(N,4),YI(N,4),YF(N,4),Z(NE),H(NE),ES(N,NE),A(N),IN
F(N,NE,N),A1(N,4),DRC(N),X(NGEM),NAI(N),FLE(N,N),NU(NE),R(NGEM),B(NG),D(
NGEM)
810 DIM B1(NE),B2(NE),B3(NE),GAMMA(NE),KO(NE)
820 PRINT
830 PRINT "DATOS GEOMETRICOS"
840 PRINT "AREAS INTERNAS EN CADA NUDO"
850 PRINT "NUDO, NUMERO DE AREAS INTERNAS"
860 FOR I=1 TO N
870 READ I,NAI(I)
880 PRINT I,NAI(I);
890 NEXT I
900 PRINT
910 PRINT "(XP,YP):COORDENADAS DEL PUNTO, (XI,YI):COORDENADAS
INICIALES DE LA CARGA REPARTIDA, (XF,YF):COORDENADAS FINALES DE
LA CARGA REPARTIDA, DRC:LONGITUD DE LA REACCION r, A: AREA DE LA
REACCION r, BR: ANCHO EQUIVALENTE DE LA REACCION r"
920 PRINT "I, K1, XP, XI, XF, YP, YI, YF"
```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```
930 REM LO=LO(1): XP(1)=0: XP(2)=LO: XP(3)=LO*2: XP(4)=LO*3: XP(5)=LO*4
940 REM XI(1,1)=0: XF(1,1)=LO/2: XI(2,1)=LO/2: XF(2,1)=LO+LO/2:
XI(3,1)=LO+LO/2:
XF(3,1)=2*LO+LO/2: XI(4,1)=XF(3,1): XF(4,1)=3*LO+LO/2: XI(5,1)=XF(4,1):
XF(5,1)=4*LO
950 FOR I=1 TO N
960 SUM=0
970 NA=NAI(I)
980 FOR K1=1 TO NA
990 REM YI(I,1)=0: YP(I)=1: YF(I,1)=2: K1=1
1000 READ I,K1,XP(I),XI(I,K1),XF(I,K1),YP(I),YI(I,K1),YF(I,K1)
1010 PRINT I,K1,XP(I),XI(I,K1),XF(I,K1),YP(I),YI(I,K1),YF(I,K1)
1020 A1(I,K1)=(XF(I,K1)-XI(I,K1))*(YF(I,K1)-YI(I,K1))
1030 SUM=SUM+A1(I,K1)
1040 NEXT K1
1050 AREA(I)=SUM
1060 NEXT I
1070 PRINT
1080 PRINT "ESTRATO, ESPESOR, PROFUNDIDAD, NU, GAMMA, KO"
1090 SUM=0
1100 FOR J=1 TO NE
1110 READ J,H(J),NU(J),GAMMA(J),KO(J)
1120 SUM=SUM+H(J)
1130 Z(J)=SUM-H(J)/2
1140 PRINT J,H(J),Z(J),NU(J),GAMMA(J),KO(J)
1150 NEXT J
1160 PRINT "I, J, ES(I,J)"
1170 FOR I=1 TO N
1180 FOR J=1 TO NE
1190 READ I,J,ES(I,J)
1200 PRINT I,J,ES(I,J)
1200 PRINT I,J,ES(I,J)
1210 NEXT J
1220 NEXT I
1230 PRINT
1240 PRINT "DRC = LONGITUD DE LA REACCION r"
1250 REM DRC(1)=LO/2: DRC(2)=LO: DRC(3)=LO: DRC(4)=LO: DRC(5)=LO/2
1260 FOR I=1 TO N
1270 READ I,DRC(I)
1280 PRINT I,DRC(I);
1290 PRINT
1300 NEXT I
1310 PRINT "I, DELTAO(I)"
1320 FOR I=1 TO N
```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```
1330 READ I,DELTAO(I)
1340 PRINT I,DELTAO(I)
1350 NEXT I
1360 RETURN
1370 REM SUBROUTINA PARA EL CALCULO DE LOS VALORES DE INFLUENCIA
1380 PRINT
1390 PRINT "CALCULO DE LOS VALORES DE INFLUENCIA"
1400 PRINT "PUNTO, ESTRATO, CARGA, VALOR DE INFLUENCIA"
1410 FOR I=1 TO N
1420 FOR J=1 TO NE
1430 Z=Z(J)
1440 NU=NU(J)
1450 FOR K=1 TO N
1460 SUMZ=0
1470 SUMX=0
1480 SUMY=0
1490 NA=NAI(K)
1500 FOR K1=1 TO NA
1510 X=ABS(XP(I)-XI(K,K1)): Y=ABS(YP(I)-YI(K,K1))
1520 IF X*Y=0 GOTO 1600
1530 GOSUB 3960
1540 SIGZI=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))/X/Y*SIGZ
1550 SIGXI=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))/X/Y*SIGX
1560 IF SIGX<0 THEN SIGXI=0
1570 SIGYI=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))/X/Y*SIGY
1580 IF SIGY<0 THEN SIGYI=0
1590 GOTO 1610
1600 SIGZI=0: SIGXI=0: SIGYI=0
1610 X=ABS(XP(I)-XF(K,K1))
1620 IF X*Y=0 GOTO 1700
1630 GOSUB 3960
1640 SIGZII=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YI
1650 SIGXII=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YI
1660 IF SIGX<0 THEN SIGXII=0
1670 SIGYII=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YI
1680 IF SIGY<0 THEN SIGYII=0
1690 GOTO 1710
1700 SIGZII=0: SIGXII=0: SIGYII=0
1710 X=ABS(XP(I)-XI(K,K1)): Y=ABS(YP(I)-YI(K,K1))
1720 IF X*Y=0 GOTO 1800
1730 GOSUB 3960
1740 SIGZIII=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))
1750 SIGXIII=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-YI(K,K1))
1760 IF SIGX<0 THEN SIGXIII=0
```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```

1770 SIGYIII=(XP(I)-XI(K,K1))*(YP(I)-Y
1780 IF SIGY<0 THEN SIGYIII=0
1790 GOTO 1810
1800 SIGZIII=0: SIGXIII=0: SIGYIII=0
1810 X=ABS(XP(I)-XF(K,K1))
1820 IF X*Y=0 GOTO 1900
1830 GOSUB 3960
1840 SIGZIV=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YF(K,K1))/X/Y*SIGZ
1850 SIGXIV=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YF(K,K1))/X/Y*SIGX
1860 IF SIGX<0 THEN SIGXIV=0
1870 SIGYIV=(XP(I)-XF(K,K1))*(YP(I)-YF(K,K1))/X/Y*SIGY
1880 IF SIGY<0 THEN SIGYIV=0
1890 GOTO 1910
1900 SIGZIV=0: SIGXIV=0: SIGYIV=0
1910 SUMZ=SUMZ+ABS(SIGZI-SIGZII-SIGZIII+SIGZIV)
1920 SUMX=SUMX+ABS(SIGXI-SIGXII-SIGXIII+SIGXIV)
1930 SUMY=SUMY+ABS(SIGYI-SIGYII-SIGYIII+SIGYIV)
1940 NEXT K1
1950 INF(I,J,K)=SUMZ-NU*(SUMX+SUMY)
1960 REM PRINT I,J,K,INF(I,J,K)
1970 NEXT K
1980 NEXT J
1990 NEXT I
2000 RETURN
2010 REM SUBROUTINA PARA LA FORMACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ.
BARRAS DE LA CIMENTACION
2020 FOR M=1 TO NBC
2030 P=TP(M): Q=TQ(M): R=DR(M): S=DS(M): A=TA(M): B=TB(M)
2040 L1=LO(M): L2=L1^2: L3=L1^3: W1=W(M)
2050 A1=4*E(M)*IN(M)/L1: A2=6*E(M)*IN(M)/L2: A3=12*E(M)*IN(M)/L3:
A5=G(M)*IT(M)/LO(M)
2060 CA=1: C2A=1: SA=0: S2A=0
2070 BETA=BETAG(M)/57.29578: CB=cos(BETA): C2B=CB^2: SB=sin(BETA):
S2B=SB^2
2080 PRINT BETA,CB,C2B,SB,S2B
2090 KR(P,P)=KR(P,P)+A1*C2B+A5*S2B: KR(P,Q)=KR(P,Q)+A1/2*C2B-A5*S2B:
KR(P,R)=KR(P,R)-A2*CB: KR(P,S)=KR(P,S)+A2*CB:
KR(P,A)=KR(P,A)+A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(P,B)=KR(P,B)-A1/2*CB*SB-
A5*SB*CB
2100 KR(Q,P)=KR(Q,P)+A1/2*C2B-A5*S2B: KR(Q,Q)=KR(Q,Q)+A1*C2B+A5*S2B:
KR(Q,R)=KR(Q,R)-A2*CB: KR(Q,S)=KR(Q,S)+A2*CB: KR(Q,A)=KR(Q,A)-
A1/2*CB*SB-A5*CB*SB: KR(Q,B)=KR(Q,B)-A1*CB*SB+A5*CB*SB
2110 KR(R,P)=KR(R,P)-A2*CB: KR(R,Q)=KR(R,Q)-A2*CB: KR(R,R)=KR(R,R)+A3:
KR(R,S)=KR(R,S)-A3: KR(R,A)=KR(R,A)+A2*SB: KR(R,B)=KR(R,B)+A2*SB

```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```

2120 KR(S,P)=KR(S,P)+A2*CB: KR(S,Q)=KR(S,Q)+A2*CB: KR(S,R)=KR(S,R)-A3:
KR(S,S)=KR(S,S)+A3: KR(S,A)=KR(S,A)-A2*SB: KR(S,B)=KR(S,B)-A2*SB
2130 KR(A,P)=KR(A,P)-A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(A,Q)=KR(A,Q)-A1/2*CB*SB-
A5*CB*SB: KR(A,R)=KR(A,R)+A2*SB: KR(A,S)=KR(A,S)-A2*SB:
KR(A,A)=KR(A,A)+A1*S2B+A5*C2B: KR(A,B)=KR(A,B)+A1/2*S2B-A5*C2B
2140 KR(B,P)=KR(B,P)-A1/2*CB*SB-A5*CB*SB: KR(B,Q)=KR(B,Q)-
A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(B,R)=KR(B,R)+A2*SB: KR(B,S)=KR(B,S)-A2*SB:
KR(B,A)=KR(B,A)+A1/2*S2B-A5*C2B: KR(B,B)=KR(B,B)+A1*S2B+A5*C2B
2150 REM VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO
2160 VE(P)=VE(P)+W1*L2/12*CB: VE(Q)=VE(Q)-W1*L2/12*CB: VE(R)=VE(R)-
W1*L1/2: VE(S)=VE(S)-W1*L1/2
2170 CR(P,R)=CR(P,R)-(11/192)*L2*CB: CR(P,S)=CR(P,S)-(5/192)*L2*CB
2180 CR(Q,R)=CR(Q,R)+(5/192)*L2*CB: CR(Q,S)=CR(Q,S)+(11/192)*L2*CB
2190 CR(R,R)=CR(R,R)+(13/32)*L1: CR(R,S)=CR(R,S)+(3/32)*L1
2200 CR(S,R)=CR(S,R)+(3/32)*L1: CR(S,S)=CR(S,S)+(13/32)*L1
2210 REM PRINT
M,KR(P,P),KR(P,Q),KR(P,R),KR(P,S),KR(Q,P),KR(Q,Q),KR(Q,R),KR(Q,S)
,CR(P,R),CR(P,S),CR(Q,R),CR(Q,S),CR(R,R),CR(R,S),CR(S,R),CR(S,S)
2220 NEXT M
2230 FOR I=1 TO NG
2240 FOR J=1 TO NG
2250 REM PRINT I,J,KR(I,J)
2260 NEXT J
2270 NEXT I
2280 RETURN
2290 REM SUBROUTINA PARA LA FORMACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ.
BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA
2300 FOR M=1 TO NB
2310 P=TP(M): Q=TQ(M): R=DR(M): S=DS(M): A=TA(M): B=TB(M)
2320 L1=LO(M): L2=L1^2: L3=L1^3: W1=W(M)
2330 A1=4*E(M)*IN(M)/L1: A2=6*E(M)*IN(M)/L2: A3=12*E(M)*IN(M)/L3
2340 A4=AR(M)*E(M)/LO(M): A5=G(M)*IT(M)/LO(M)
2350 ALFA=ALFAG(M)/57.29578: CA=COS(ALFA): C2A=CA^2: SA=SIN(ALFA):
S2A=SA^2
2360 BETA=BETAG(M)/57.29578: CB=COS(BETA): C2B=CB^2:
SB=SIN(BETA): S2B=SB^2
2370 KR(P,P)=KR(P,P)+A1*C2B+A5*S2B: KR(P,Q)=KR(P,Q)+A1/2*C2B-A5*S2B:
KR(P,R)=KR(P,R)-A2*CB*CA: KR(P,S)=KR(P,S)+A2*CB*CA:
KR(P,U)=KR(P,U)+A2*CB*SA: KR(P,V)=KR(P,V)-A2*CB*SA: KR(P,A)=KR(P,A)-
A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(P,B)=KR(P,B)-A1/2*CB*SB-A5*SB*CB
2380 KR(Q,P)=KR(Q,P)+A1/2*C2B+A5*S2B: KR(Q,Q)=KR(Q,Q)+A1*C2B+A5*S2B:
KR(Q,R)=KR(Q,R)-A2*CB*CA:
KR(Q,S)=KR(Q,S)+A2*CB*CA: KR(Q,U)=KR(Q,U)+A2*CB*SA: KR(Q,V)=KR(Q,
V)-A2*CB*SA: KR(Q,A)=KR(Q,A)-A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(Q,B)=KR(Q,B)-
A1*CB*SB+A5*CB*SB

```


ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```

2390 KR(R,P)=KR(R,P)-A2*CA*CB: KR(R,Q)=KR(R,Q)-A2*CA*CB:
KR(R,R)=KR(R,R)+A3*C2A+A4*S2A: KR(R,S)=KR(R,S)-A3*C2A-A4*S2A:
KR(R,U)=KR(R,U)-A3*CA*SA+A4*CA*SA: KR(R,V)=KR(R,V)+A3*CA*SA-
A4*CA*SA: KR(R,A)=KR(R,A)+A2*CA*SB: KR(R,B)=KR(R,B)+A2*CA*SB
2400 KR(S,P)=KR(S,P)+A2*CA*CB: KR(S,Q)=KR(S,Q)+A2*CA*CB:
KR(S,R)=KR(S,R)-A3*C2A-A4*S2A: KR(S,S)=KR(S,S)+A3*C2A+A4*S2A:
KR(S,U)=KR(S,U)+A3*CA*SA-A4*CA*SA:
KR(S,V)=KR(S,V)+A3*CA*SA+A4*CA*SA: KR(S,A)=KR(S,A)-A2*CA*SB:
KR(S,B)=KR(S,B)-A2*CA*SB
2410 KR(U,P)=KR(U,P)+A2*SA*CB: KR(U,Q)=KR(U,Q)+A2*SA*CB:
KR(U,R)=KR(U,R)-A3*CA*SA+A4*CA*SA: KR(U,S)=KR(U,S)+A3*CA*SA-
A4*CA*SA: KR(U,U)=KR(U,U)+A3*S2A+A4*C2A: KR(U,V)=KR(U,V)-A3*S2A-
A4*C2A: KR(U,A)=KR(U,A)-A2*SA*SB: KR(U,B)=KR(U,B)-A2*SA*SB
2420 KR(V,P)=KR(V,P)-A2*SA*CB: KR(V,Q)=KR(V,Q)-A2*SA*CB:
KR(V,R)=KR(V,R)+A3*CA*SA-A4*CA*SA: KR(V,S)=KR(V,S)-
A3*CA*SA+A4*CA*SA: KR(V,U)=KR(V,U)-A3*S2A-A4*C2A:
KR(V,V)=KR(V,V)+A3*S2A+A4*C2A: KR(V,A)=KR(V,A)+A2*SA*SB:
KR(V,B)=KR(V,B)*SA*SB
2430 KR(A,P)=KR(A,P)-A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(A,Q)=KR(A,Q)-A1/2*CB*SB-
A5*CB*SB: KR(A,R)=KR(A,R)+A2*CA*SB: KR(A,S)=KR(A,S)-A2*CA*SB:
KR(A,U)=KR(A,U)-A2*SA*SB: KR(A,V)=KR(A,V)+A2*SA*SB:
KR(A,A)=KR(A,A)+A1*S2B+A5*C2B: KR(A,B)=KR(A,B)+A1/2*S2B-A5*C2B
2440 KR(B,P)=KR(B,P)-A1/2*CB*SB-A5*CB*SB: KR(B,Q)=KR(B,Q)-
A1*CB*SB+A5*CB*SB: KR(B,R)=KR(B,R)+A2*CA*SB: KR(B,S)=KR(B,S)-
A2*CA*SB: KR(B,U)=KR(B,U)-A2*SA*SB: KR(B,V)=KR(B,V)+A2*SA*SB:
KR(B,A)=KR(B,A)+A1/2*S2B-A5*C2B: KR(B,B)=KR(B,B)+A1*S2B+A5*C2B
2450 VE(P)=VE(P)+W1*L2/12*CB: VE(Q)=VE(Q)-W1*L2/12*CB: VE(R)=VE(R)-
W1*L1/2*CA: VE(S)=VE(S)-W1*L1/2*CA
2460 VE(U)=VE(U)+W1*L1/2*SA: VE(V)=VE(V)+W1*L1/2*SA
2470 VE(A)=VE(A)-W1*L2/12*SB: VE(B)=VE(B)+W1*L2/12*SB
2480 NEXT M
2490 REM PRINT "I,J,KR(I,J)"
2500 REM FOR I=1 TO 16
2510 REM FOR J=1 TO 16
2520 REM PRINT I,J,KR(I,J);
2530 REM NEXT J
2540 REM NEXT I
2550 PRINT
2560 REM NB=NO DE BARRAS, NG=GRADOS DE LIBERTAD,N=REACCIONES,
NE=ESTRATOS,CR=COEFICIENTE DE R, A=AREA DE LA CARGA R
2570 RETURN
2580 REM SUBROUTINA PARA LA FORMACION DE LA MATRIZ DE
FLEXIBILIDADES DEL SUELO
2590 PRINT "FLE"

```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```
2600 PRINT
2610 PRINT "FLE"
2620 FOR I=1 TO N
2630 FOR K1=1 TO N
2640 SUM=0!
2650 FOR J=1 TO NE
2660 SUM=SUM+(1/ES(I,J))*H(J)*INF(I,J,K1)*DRC(K1)/AREA(K1)
2670 NEXT J
2680 FLE(I,K1)=SUM
2690 PRINT I,K1,FLE(I,K1)
2700 NEXT K1
2710 NEXT I
2720 RETURN
2730 REM SUBROUTINA PARA EL ENSAMBLE DE MATRICES DE ESTRUCTURA Y
SUELO
2740 PRINT
2750 PRINT "CA"
2760 FOR I=1 TO NG
2770 FOR J=1 TO N
2780 CA(I,J)=CR(I,J)
2790 SUM=0!
2800 FOR K=1 TO N
2810 SUM=SUM+KR(I,K)*FLE(K,J)
2820 NEXT K
2830 CA(I,J)=CA(I,J)+SUM
2840 NEXT J
2850 NEXT I
2860 PRINT "B"
2870 FOR I=1 TO NG
2880 SUMP=0
2890 FOR K=1 TO N
2900 SUMP=SUMP+KR(I,K)*DELTAO(K)
2910 NEXT K
2920 B(I)=-VE(I)-P(I)-SUMP
2930 REM PRINT I,B(I)
2940 NEXT I
2950 REM SOLUCION DEL SISTEMA DE ECUACIONES
2960 FOR I=1 TO NG
2970 FOR J=N+1 TO NG
2980 CA(I,J)=KR(I,J)
2990 NEXT J
3000 NEXT I
3010 GOSUB 4020
3020 GOSUB 4450
```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```
3030 PRINT
3040 PRINT "GRADO DE LIBERTAD, REACCION HASTA N = ",N," , GIROS LOS
SIGUIENTES"
3050 FOR I=1 TO N
3060 R(I)=X(I)
3070 REM PRINT I,R(I)
3080 NEXT I
3090 FOR I=1 TO NG
3100 PRINT I,X(I);
3110 NEXT I
3120 PRINT
3130 PRINT
3140 PRINT "NUDO, HUNDIMIENTO DEL NUDO"
3150 FOR I=1 TO N
3160 SUM=0
3170 FOR J=1 TO N
3180 SUM=SUM+FLE(I,J)*X(J)
3190 NEXT J
3200 D(I)=DELTAO(I)+SUM
3210 PRINT I,D(I);
3220 NEXT I
3221 PRINT
3222 DELF12=ABS(D(2)-D(1))/LO(1): DELF23=ABS(D(3)-D(2))/LO(1):
DELF13=ABS(D(3)-D(1))/2/LO(1)
3224 PRINT "DELF12 =",DELF12,"DELF23 =",DELF23,"DELF13 =",DELF13
3230 PRINT
3240 PRINT
3250 RETURN
3260 PRINT "BARRA, GRADO DE LIBERTAD, MOMENTO O CORTANTE EN EL
NUDO"
3270 REM SUBROUTINA PARA LA DETERMINACION DE ELEMENTOS
MECANICOS. BARRAS DE LA CIMENTACION
3280 PRINT "BARRA, GRADO DE LIBERTAD, MOMENTO O CORTANTE EN EL
NUDO"
3290 FOR M=1 TO NBC
3300 P=TP(M):Q=TQ(M):R=DR(M):S=DS(M): A=TA(M): B=TB(M)
3310 W1=W(M): L1=LO(M): L2=L1^2: L3=L1^3
3320 A1=4*E(M)*IN(M)/L1: A2=6*E(M)*IN(M)/L2: A3=12*E(M)*IN(M)/L3
3330 A5=G(M)*IT(M)/LO(M)
3340 BETA=BETAG(M)/57.29578: C=COS(BETA): SI=SIN(BETA)
3350 XL(P)=X(P)*C-X(A)*SI: XL(Q)=X(Q)*C-X(B)*SI
3360 XL(A)=X(P)*SI+X(A)*C: XL(B)=X(Q)*SI+X(B)*C
3370 V(P,M)=W1*L2/12+A1*XL(P)+A1*XL(Q)/2-A2*D(R)+A2*D(S)-
(11/192)*L2*X(R)-(5/192)*L2*X(S)
```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```

3380 V(Q,M)=-W1*L2/12+A1*XL(P)/2+A1*XL(Q)-
A2*D(R)+A2*D(S)+(5/192)*L2*X(R)+(11/192)*L2*X(S)
3390 V(R,M)=-W1*L1/2-A2*XL(P)-A2*XL(Q)+A3*D(R)-
A3*D(S)+(13/32)*L1*X(R)+(3/32)*L1*X(S)
3400 V(S,M)=-W1*L1/2+A2*XL(P)+A2*XL(Q)-
A3*D(R)+A3*D(S)+(3/32)*L1*X(R)+(13/32)*L1*X(S)
3410 V(A,M)=A5*XL(A)-A5*XL(B)
3420 V(B,M)=-A5*XL(A)+A5*XL(B)
3430 REM PRINT M,P,V(P,M),Q,V(Q,M),R,V(R,M),S,V(S,M),A,V(A,M),B,V(B,M)
3440 PRINT
3450 NEXT M
3460 RETURN
3470 REM SUBROUTINA PARA LA DETERMINACION DE ELEMENTOS
MECANICOS EN LAS BARRAS DE LA SUPERESTRUCTURA
3480 FOR I=N1+1 TO NG
3490 D(I)=X(I)
3500 NEXT I
3510 FOR M=NBC+1 TO NBSE
3520 P=TP(M):Q=TQ(M):R=DR(M):S=DS(M): U=DU(M): V=DV(M): A=TA(M):
B=TB(M)
3530 W1=W(M): L1=LO(M): L2=L1^2: L3=L1^3
3540 A1=4*E(M)*IN(M)/L1: A2=6*E(M)*IN(M)/L2: A3=12*E(M)*IN(M)/L3
3550 A4=AR(M)*E(M)/LO(M): A5=G(M)*IT(M)/LO(M)
3560 ALFA=ALFAG(M)/57.29578: CA=COS(ALFA): SA=SIN(ALFA)
3570 BETA=BETA(M)/57.29578: CB=COS(BETA): SB=SIN(BETA)
3580 XL(P)=X(P)*CB-X(A)*SB: XL(Q)=X(Q)*CB-X(B)*SB
3590 DL(R)=D(R)*CA-D(U)*SA: DL(S)=D(S)*CA-D(V)*SA
3600 DL(U)=D(R)*SA+D(U)*CA: DL(V)=D(S)*SA+D(V)*CA
3610 DL(A)=D(P)*CA*SB+D(A)*CA*CB: DL(B)=D(P)*CA*SB+D(B)*CA*CB
3620 V(P,M)=W1*L2/12+A1*XL(P)+A1*XL(Q)/2-A2*DL(R)+A2*DL(S)
3630 V(Q,M)=-W1*L2/12+A1*XL(P)/2+A1*XL(Q)-A2*DL(R)+A2*DL(S)
3640 V(R,M)=-W1*L1/2-A2*XL(P)-A2*XL(Q)+A3*DL(R)-A3*DL(S)
3650 V(S,M)=-W1*L1/2+A2*XL(P)+A2*XL(Q)-A3*DL(R)+A3*DL(S)
3660 V(U,M)=A4*DL(U)-A4*DL(V)
3670 V(V,M)=-A4*DL(U)+A4*DL(V)
3680 V(A,M)=A5*DL(A)-A5*DL(B)
3690 V(B,M)=-A5*DL(A)+A5*DL(B)
3700 PRINT
M,P,V(P,M),Q,V(Q,M),R,V(R,M),S,V(S,M),U,V(U,M),V,V(V,M),A,V(A,M),B,V(
B,M)
3710 PRINT
3720 NEXT M
3730 RETURN

```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```
3740 PRINT
M,P,V(P,M),Q,V(Q,M),R,V(R,M),S,V(S,M),U,V(U,M),V,V(V,M),A,V(A,M),B,V(
B,M)
3750 REM SUBROUTINA PARA LA REVISION DEL EQUILIBRIO DE FUERZAS
VERTICALES
3760 PRINT "EQUILIBRIO DE FUERZAS VERTICALES"
3770 SUM=0
3780 FOR I=1 TO NB
3790 SUM=SUM+LO(I)*W(I)
3800 NEXT I
3810 PESO1=SUM
3820 SUM=0
3830 FOR I=1 TO N
3840 SUM=SUM+P(I)
3850 NEXT I
3860 PESO2=ABS(SUM)
3870 PESO=PESO1+PESO2
3880 PRINT "PESO TOTAL =", PESO
3890 SUM=0
3900 FOR I=1 TO N
3910 SUM=SUM+X(I)*DRC(I)
3920 NEXT I
3930 REAC=SUM
3940 PRINT "REACCION TOTAL =", REAC
3950 RETURN
3960 REM ECUACION DE DAMY
3970 R=SQR(X^2+Y^2+Z^2)
3980 SIGZ=((1/(X^2+Z^2)+1/(Y^2+Z^2))*X*Y*Z/R+ATN(X*Y/(Z*R)))/6.2832
3990 SIGX=(1.5708-X*Y*Z/(X^2+Z^2)/R-ATN(Z*R/X/Y)+(1-2*NU)*(ATN(Y/X)-
ATN(Y*R/X/Z)))/6.2832
4000 SIGY=(1.5708-X*Y*Z/(Y^2+Z^2)/R-ATN(Z*R/X/Y)+(1-2*NU)*(ATN(X/Y)-
ATN(X*R/Y/Z)))/6.2832
4010 RETURN
4020 REM SUBROUTINA DECOMP
4030 NN=NG
4040 FOR I=1 TO NN
4050 IPS(I)=I: ROWN=0!
4060 FOR J=1 TO NN
4070 IF ROWN>=ABS(CA(I,J)) THEN 4090
4080 ROWN=ABS(CA(I,J))
4090 NEXT J
4100 IF ROWN=0 THEN 4130
4110 SCAL(I)=1/ROWN
4120 GOTO 4160
```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```
4130 M=1
4140 GOSUB 4640
4150 SCAL(I)=0!
4160 NEXT I
4170 REM ELIMINACION GAUSSIANA CON PIVOTEO PARCIAL
4180 NM1=NN-1
4190 FOR K=1 TO NM1
4200 BIG=0!
4210 FOR I=K TO NN
4220 IP=IPS(I): SIZE=ABS(CA(IP,K))*SCAL(IP)
4230 IF SIZE<=BIG THEN 4250
4240 BIG=SIZE: IDXP=I
4250 NEXT I
4260 IF BIG<>0 THEN 4300
4270 M=2
4280 GOSUB 4640
4290 GOTO 4390
4300 IF IDXP=K THEN 4320
4310 J=IPS(K): IPS(K)=IPS(IDXP): IPS(IDXP)=J
4320 KP=IPS(K): PIVO=CA(KP,K)
4330 FOR I=K+1 TO NN
4340 IP=IPS(I): EM=-CA(IP,K)/PIVO: CA(IP,K)=-EM
4350 FOR J=K+1 TO NN
4360 CA(IP,J)=CA(IP,J)+EM*CA(KP,J)
4370 NEXT J
4380 NEXT I
4390 NEXT K
4400 KP=IPS(NN)
4410 IF(CA(KP,NN))<>0 THEN 4440
4420 M=2
4430 GOSUB 4640
4440 RETURN
4450 REM SUBRUTINA SOLVE
4460 NN=NG: IP=IPS(1): X(1)=B(IP)
4470 FOR I=2 TO NN
4480 IP=IPS(I): SUM=0!
4490 FOR J=1 TO I-1
4500 SUM=SUM+CA(IP,J)*X(J)
4500 SUM=SUM+CA(IP,J)*X(J)
4510 NEXT J
4520 X(I)=B(IP)-SUM
4530 NEXT I
4540 IP=IPS(NN): X(NN)=X(NN)/CA(IP,NN)
4550 FOR IB=2 TO NN
```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

```
4560 I=NN+1-IB: IP=IPS(I): SUM=0!
4570 REM I VA DESDE NN-1 HASTA 1
4580 FOR J=I+1 TO NN
4590 SUM=SUM+CA(IP,J)*X(J)
4600 NEXT J
4610 X(I)=(X(I)-SUM)/CA(IP,I)
4620 NEXT IB
4630 RETURN
4640 REM SUBROUTINA SING
4650 RETURN
4660 REM "N = NUMERO DE NUDOS DE LA RETICULA DE CIMENTACION
=" ,N, "NG = NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD =" ,NG
4670 REM "NBC = NUMERO DE BARRAS DE LA CIMENTACION =" ,NBC, "NB =
NUMERO DE BARRAS DE LA ESTRUCTURA =" ,NB
4680 REM "NGEM = NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD PARA EL CALCULO
DE LOS ELEMENTOS MECANICOS =" ,NGEM, "NE = NUMERO DE ESTRATOS
=" ,NE
4690 REM DATOS DE LAS BARRAS DE LA CIMENTACION
4700 REM N,NG,NGEM,NBC,NB,NE

4710 DATA 5,10,12,4,4,5
4720 REM DATOS DE LAS BARRAS DE LA CIMENTACION
4730 REM M, BETAG, E, G, IN, IT, LO, W, TP, TQ, DR, DS, TA, TB
4740 DATA 1,0,1130000,0,.005040,0,1.5,6.0,6,7,1,2,11,12
4750 DATA 2,0,1130000,0,.005040,0,1.5,6.0,7,8,2,3,11,12
4760 DATA 3,0,1130000,0,.005040,0,1.5,6.0,8,9,3,4,11,12
4770 DATA 4,0,1130000,0,.005040,0,1.5,6.0,9,10,4,5,11,12
4780 REM I, P(I)
4790 DATA 1,0,2,0,3,0,4,0,5,0,6,0,7,0,8,0,9,0,10,0
4800 REM I, NAI(I)
4810 DATA 1,1,2,1,3,1,4,1,5,1
4820 REM I, K1, XP, XI, XF, YP, YI, YF
4830 DATA 1, 1, 0, 0, .75, 1, 0, 2
4840 DATA 2, 1, 1.5, .75, 2.25, 1, 0, 2
4850 DATA 3, 1, 3.0, 2.25, 3.75, 1, 0, 2
4860 DATA 4, 1, 4.5, 3.75, 5.25, 1, 0, 2
4870 DATA 5, 1, 6.0, 5.25, 6.0, 1, 0, 2
4880 REM J, H, NU, GAMMA, KO
4890 DATA 1,0.5,.420,1.62,.74
4900 DATA 2,0.4,.430,1.56,.75
4903 DATA 3,1.1,.440,1.64,.78
4906 DATA 4,0.9,.430,1.68,.77
4908 DATA 5,1.2,.430,1.70,.77
4910 REM I,J,ES(I,J)
```

ANEXO I: LISTADO DE PROGRAMA DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

4920 DATA 1,1,548,2,1,548,3,1,548,4,1,548,5,1,548

4930 DATA 1,2,1200,2,2,1200,3,2,1200,4,2,1200,5,2,1200

4932 DATA 1,3,1860,2,3,1860,3,3,1860,4,3,1860,5,3,1860

4934 DATA 1,4,2864,2,4,2864,3,4,2864,4,4,2864,5,4,2864

4936 DATA 1,5,4286,2,5,4286,3,5,4286,4,5,4286,5,5,4286

4940 REM I, DRC(I)

4950 DATA 1,.75,2,1.5,3,1.5,4,1.5,5,.75

4960 REM I, DELTAO(I)

4970 DATA 1,-.032,2,-.036,3,-.04,4,-.036,5,-.032

ANEXO II

ANEXO II MÉTODO FREDLUND Y RAHARDJO (1993)

Una arcilla parcialmente saturada se encuentra sometida a dos clases de esfuerzos : (a) un esfuerzo total $(p_v - u_a)$, debido a la presión externa sobre el suelo, y (b) una succión $(u_a - u_w)$, debida a un esfuerzo interno por efectos capilares. La variación de alguno de estos esfuerzos ocasiona una deformación del suelo, o una reducción de su relación de vacíos.

Denominemos presión total-succión p_{vs} a la suma de los dos esfuerzos anteriores:

$$p_{vs} = (p_v - u_a) + (u_a - u_w) \quad (\text{II.1})$$

En la Fig. II.1 se muestra una curva de compresibilidad, en la que en el eje de las abscisas se ha trazado la presión p_{vs} .

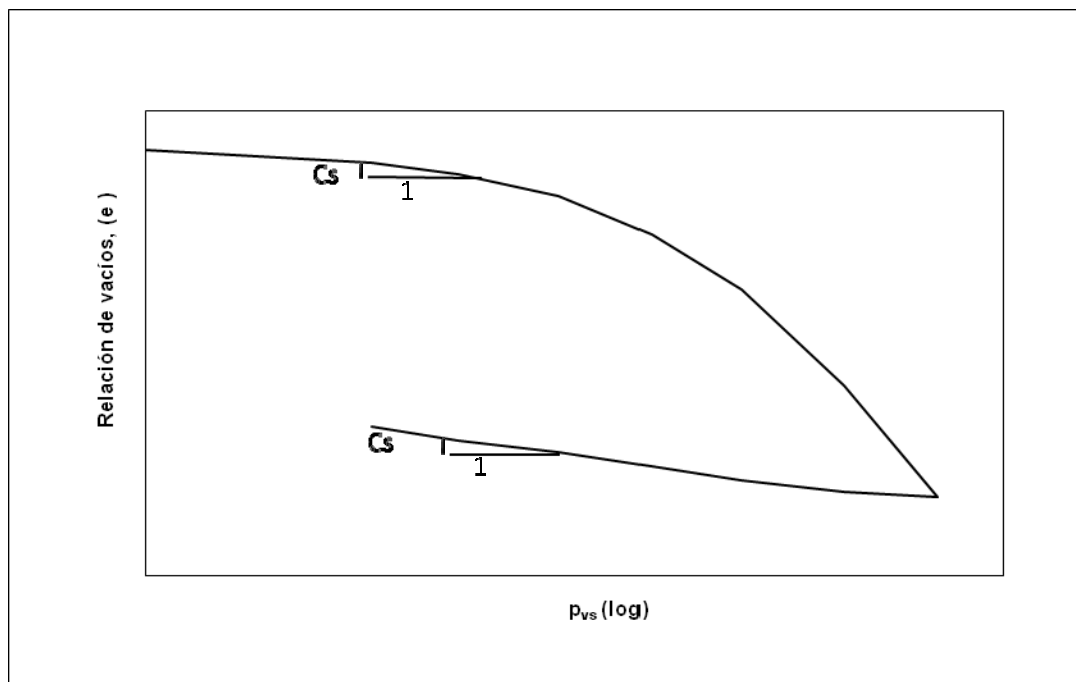


Fig. II.1. Suelo cohesivo parcialmente saturado

El decremento de relación de vacíos del suelo es (Fig II.1):

$$\Delta e = C_s \log \left(\frac{P_{vsf}}{P_{vso}} \right) \quad (\text{II.2})$$

La deformación del estrato de espesor H vale:

$$\Delta H = \frac{\Delta e H}{(1 + e_o)} \quad (\text{II.3})$$

Supongamos ahora que deseamos valuar la deformación que sufre una estructura la variar la succión de la temporada de estiaje a la de lluvias. Antes de la construcción de la estructura la presión total vertical a la profundidad z vale $(p_{vo}-u_a)$; además, el suelo está sometido a una succión que vale (u_a-u_{wo}) . Por lo tanto, la presión total–succión inicial p_{vso} está dada por:

$$p_{vso} = (p_{vo} - u_a) + (u_a - u_{wo}) \quad (\text{II.4})$$

La construcción de la estructura produce un incremento vertical de carga $\Delta p = \sigma_z$. Si posteriormente la succión cambia a otro valor u_{wf} , la presión total –succión final será:

$$p_{vso} = (p_{vo} - u_a) + \sigma_z + (u_a - u_{wf}) \quad (\text{II.5})$$

La expansión del estrato de arcilla la obtenemos con las ecs. 1 y 2:

$$\Delta e = C_s \log \left(\frac{[(p_{vo} - u_a) + \sigma_z + (u_a - u_{wf})]}{[(p_{vo} - u_a) + (u_a - u_{wo})]} \right) \quad (\text{II.6})$$

La valuación de p_{vso} se puede llevar a cabo con al realización de una prueba a volumen constante, que consiste en aplicar una carga dada al suelo, para luego sumergir éste en agua; la arcilla tiende expandirse, por lo que se incrementa la carga para evitar dicha expansión; el proceso se continúa hasta que el espécimen no muestra ya tendencia a expandirse. A partir de esta presión, la prueba se continúa en forma normal, cargando y descargando al suelo (Fig.II.2)

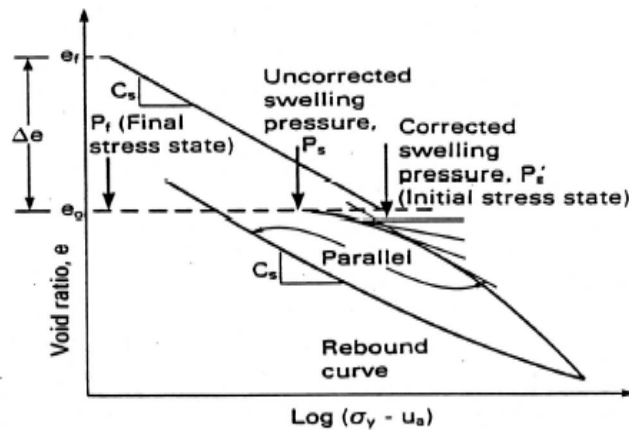


Fig. II.2 Prueba de volumen constante (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La presión corregida p_s , se obtiene de la siguiente forma (Fredlund y Rahardjo, 1993): obténgase el punto de máxima curvatura, donde la curva se acerca al tramo de recompresión (Fig II.3). Trácese en este punto una recta horizontal y una recta tangente; la presión “corregida” se obtiene como la intersección de la bisectriz a las dos rectas anteriores y una recta paralela al tramo de descarga, trazada tangente a la curva de recompresión. En la práctica se considera que $p_{vso} \approx p_s'$ esta corrección se hace debido a efectos de alteración del suelo al pasar del campo al laboratorio.

La magnitud u_{wf} se tiene que estimar para la condición más desfavorable en el campo. Un extremo puede ser $u_{wf} \geq 0$, lo que implica que la presión del agua puede ser mayor o igual que la presión atmosférica. Sin embargo, no necesariamente se presenta esta condición extrema, pues en sitios áridos con buen drenaje nunca se presenta una saturación completa

del suelo : en este sentido , es conveniente realizar mediciones de campo durante varios años, para tener valores estadísticos de las variaciones de la succión en cada localidad.

Se puede emplear el mismo criterio para valuar la contracción de la arcilla al pasar de la temporada de lluvias a la de estiaje .Considerando el mismo ejemplo, en la temporada de lluvias.

$$p_{vso} = (p_{vo} - u_a) + \sigma_z + (u_a - u_{wo}) \quad (II.7)$$

Ejemplo:

De acuerdo a lo expuesto en 5.4 y con referencia a la Figs. 5.16 a 5.20, 5.22 y 5.25, se considera que al pasar de la época de estiaje a la de lluvias la succión en cada punto varía como se muestra en las Tablas II.1, II.2 y II.3:

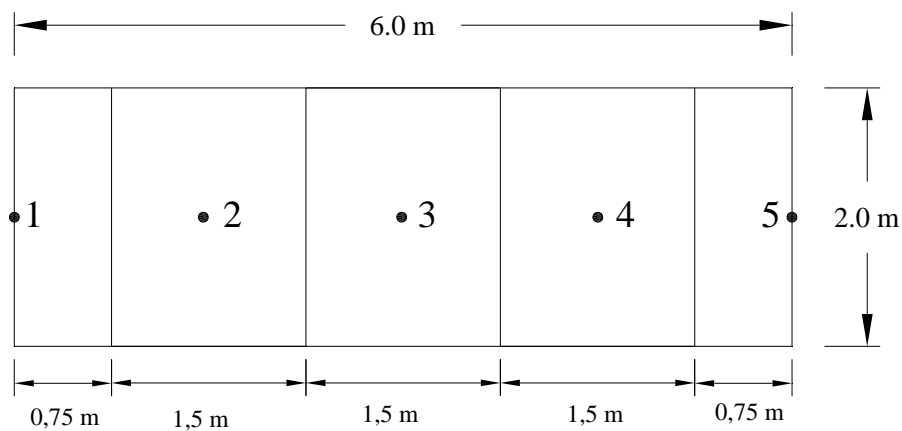


Fig. II.3 Puntos debajo de la losa de zapata.

Tabla II.1. Expansión entre los puntos 1 y 5

Estrato No.	H m	Pvo Kg/cm ²	σ_z Kg/cm ²	Ps' Kg/cm ²	Pf Kg/cm ²	Psf Kg/cm ²	Δe	ΔH cm
1	0.5	0.04	2.998	19	11.4	11.441	-0.033	-0.756
2	0.4	0.11	2.952	14	7.9	8.000	-0.050	-0.906
3	1.1	0.23	2.704	23	15.3	15.567	-0.035	-1.761
4	0.9	0.40	2.219	21	20.8	21.205	-0.001	-0.042
5	1.2	0.58	1.759	12	11.9	12.445	-0.001	-0.052
Suma:								-3.52

Tabla II.2. Expansión entre los puntos 2 y 4

Estrato No.	H m	Pvo Kg/cm ²	σ_z Kg/cm ²	Ps' Kg/cm ²	Pf Kg/cm ²	Psf Kg/cm ²	Δe	ΔH cm
1	0.5	0.04	2.998	19	6.3	6.494	-0.072	-1.627
2	0.4	0.11	2.952	14	6.1	6.225	-0.072	-1.309
3	1.1	0.23	2.704	23	11.0	11.186	-0.064	-3.222
4	0.9	0.40	2.219	21	20.5	21.321	-0.002	-0.084
5	1.2	0.58	1.759	12	11.7	12.313	-0.002	-0.105
Suma:								-6.35

Tabla II.2. Expansión en el punto 3.

Estrato No.	H m	Pvo Kg/cm ²	σ_z Kg/cm ²	Ps' Kg/cm ²	Pf Kg/cm ²	Psf Kg/cm ²	Δe	ΔH cm
1	0.5	0.04	2.998	19	3.5	6.521	-0.111	-2.512
2	0.4	0.11	2.952	14	5.1	8.191	-0.087	-1.586
3	1.1	0.23	2.704	23	10.4	13.342	-0.069	-3.445
4	0.9	0.40	2.219	21	20.0	22.642	-0.004	-0.169
5	1.2	0.58	1.759	12	11.6	13.940	-0.003	-0.159
Suma:								-7.87

Con lo cual se tiene que:

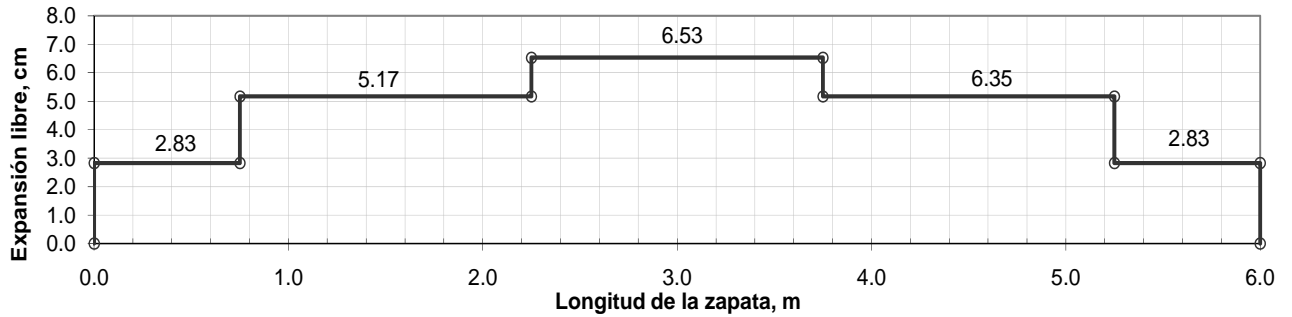


Fig. II.3. Expansión libre bajo la losa de cimentación de acuerdo al Método de Fredlund y Rahardjo (1993).

La expansión libre resulta un ligeramente mayor a la calculada con en el inciso 5.4. Por tanto el Método planteado en este trabajo resulta muy aproximado a lo tradicionalmente utilizado.

Aitchison, G.D. and Donald, I.B. (1956). Effective stresses in unsaturated soils. Proc. 2^{on} Aus.–New Zeal. S.M.Conf., Christchurch: 192-199.

Aitchison, G.D. and Bishop, A.W. (1960). Discussion in Pore pressure and suction in soil. 150. London: Butterworths.

Aitchison, G.D. and Richards, B.G. (1965). A Broadscale Study of Moisture Conditions in Pavements Subgrade Throughout Australia. Moisture Equilibria and Moisture Changes in soils Beneath Covered Areas. Butterworths, Sidney Australia. pp 184-232

Aitchison, G.D. & Woodburn, J.A. (1969). Soil suction foundation design. Proc. 7th I.C.S.M.F.E., México, Vol.2: 1-8.

Al-Khafaf, S. and Hanks, R. J. (1974). "Evaluation of the Filter Paper Method for Estimating Soil Water Potential," *Soil Science*, Vol. 117, No. 4, pp. 194-199.

Altemayer, W.T. (1955). "Discussion of engineering properties of expansive clays" Proceedings ASCE. Vol. 81 Separate No. 658, March

Alonso, E.E., Gens, A., and Hight, D.W. (1987) Special problem soils. General report. In proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.

Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils in the triaxial apparatus. *Géotechnique* 40, No.3: 405-430.

Alonso, E.E., Gens, A. and Josa, A. (1992). Modelling the behaviour of compacted soil upon wetting. Raúl Marsal Volume, S.M.M.S., México: 207-223

Alonso, E.E., A. Josa y A. Gens (1993) Modelling the behaviour of compacted soils. *Unsaturated Soils. Geotech. Special Publication, ASCE*, 39: 103-114.

Alonso, E.E. (1998). Suction and moisture regimes in road way bases and subgrades. International symposium on pavement and subgrades, Granada: 57-104.

Alvarez Manilla, A, (1996) . relación entre los fenómenos de transporte, succión y práctica de prospección eléctrica en suelos no saturados, XVIII reunión Nal. Mec. Suelos: 213-217, Soc. Mex. Mec. Suelos, Morelia.

Anderson, W.F. Goodwin, A.K. Pyrah, I.C. and Salman, T.H. (1997). Equipment for one-dimensional compression and triaxial testing of unsaturated granular soils at low stress levels. *Geotechnical Testing Journal*, 5.1- 5.60.

Barden, L. (1965). Consolidation of compacted and unsaturated clays. *Géotechnique*, 15 (3): 267-286.

Barden, L. & Sides, G.R. (1970). Engineering behaviour and structure of compacted clay. *J. SMFE, ASCE*, 96,(SM4): 1171-1201.

Barrera, M. (2002). Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables. Ph.D. tesis, Universidad Politécnica de Cataluña, España.

Barrow, G.M. (1961). *Physical-chemistry*. New York, McGraw-Hill.

Bocking, K.A., and Fredlung, D.G. (1980). Limitations of the axis translation technique. Proc.4th Int. Conf. Expansive Soils , ASCE, Denver , CO. 117-135.

- Bishop, A.W. (1959). The principle of effective stress. *Teknik Ukeblad*, 39: 859-863.
- Bishop, A.W., Alpan, I., Blight, G.E. and Donald, I.B. (1960). Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. *Res. Conf. on Strength of Cohesive Soils*, Boulder: 503-532.
- Bishop, A.W. and Donald, I.B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus. In *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris. Vol. 1: 13-21
- Bishop, A.W. y Blight, G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. *Géotechnique* 13, No 3: 177-197.
- Blight, G.E. (1965). A study of effective stress for volume change, in *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*. Sidney Butterworths: 259-269.
- Brackley, I.J.A. (1973). Swell pressure and free swell in compacted clay. *Proc. 3th I.C.E.S. Haifa, Israel*, Vol. 1:169-176.
- Brackley, I.J.A. (1975). A model of unsaturated clay structure and its application to swell behaviour. *6th Reg. Conf. for Africa on SMFE, Durban*, Vol. 1: 71-78.
- Chen, F.H. (1973). The basic physical property of expansive soils. *Proc. 3rd ICES, Haifa*: 17-25.
- Calderon , J. y Alonso, E. (1998).Estabilización de las arcillas de la ciudad de Morelia, Mich. Con el empleo de cal, XIX reunión Nal. Mec. Suelos. Soc. Mex . Mec. Suelos, Guadalajara
- Croney, D., et al (1950). "Calculation of the Moisture Distribution Beneath Structures ". *Civil Eng.&Pub. Works Rev.* 45.
- Croney, D. and Coleman, J.D. (1961). Pore pressure and suction in soil. *Pore Pressure and Suction in Soils*, Butterworths: 31-37.
- Chamecki S. (1956). Structural Rigidity in Calculating Settlements.*Jour Soil Mech Found Div, Proc ASCE*, Vol 88, No. SM1
- Chandler, R. J. and Gutierrez, C. I. (1986). "The Filter Paper Method of Suction Measurements," *Geotechnique*, Vol. 36, pp. 265-268.
- Chen, Fu Hua. (1975). "Foundation on expansive Soils". Elsevier Scientific Publishing .
- Deméneghi A. (1996) Interacción estática Suelo-Estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras.XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 1: 303-310, Morelia, Soc Mex. Mec. Suelos
- Deméneghi A. (2004). Calculo de asentamientos a largo plazo en suelos cohesivos totalmente saturados., XXII Reunión de Mec. Suelos. Soc. Mex. De Mec Suelos, Guadalajara.
- Deméneghi A. (2004). Cimentaciones en arcillas expansivas. XXII Reunión de Mec. Suelos. Soc. Mex. de Mec. Suelos, Guadalajara.
- Donald, I.B. (1964).The influence of water on engineering properties of soils. Mechanism of stabilization. (CSIRO, Melbourne) D5-7-D5-16.

Donaldson, G.W. (1969). "The occurrence of problems of Heave and factors Affecting its Nature". Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clays Soils. Texas A&M Press.

Escario, V. (1980). Suction controlled penetration and shear test. In Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils, Denver, Vol. 2: 781-797.

Escario, V. and Sáez, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. *Géotechnique* 36, No. 3: 453-456.

Escario, V. (1986). Materiales para construcción de terraplenes. Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y Otros Rellenos, Madrid: 123-175.

Escario, V. and Juca, J.F.T. (1989). Strength and deformation of partly saturated soils. Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1: 43-46.

Escario, V. (1990) Strength and deformation testing of soils under controlled suction. Colloque sur les sols non saturés. EPCF. Lausanne.

Fawcett, R. G. and Collis-George, N. (1967). "A Filter-Paper Method for Determining the Moisture Characteristics of Soil," *Australian Journal of Experimental Agriculture and Animal Husbandry*, Vol. 7, pp. 162-167.

Fredlund, D.G. (1975). A diffused air volume indicator of soils under high suction values. Written discussion. Session 5, Proc. 9th European Conf. On Soil Mech. and Fdn. Eng., Vol. 3. Balkema, Dublin: 1157.

Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 13, No 3: 261-276.

Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *J. Geotech. Div. A.S.C.E.* 103, GT5: 447-466.

Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., and Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 15, No. 3: 313-321.

Fredlund, D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 16 No 1: 121-139.

Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1985). Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behaviour. Proc. 1st Int. Conf. on Geomech. in Tropical, Lateritic and Saprolitic, Brasilia, 1: 295-306.

Fredlund, D.G., Rahardjo, H. and Gant, J.K.M. (1987). Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils. Proc. 6th Int. Conf. Expansive Soils, New Delhi: 49-54.

Fredlund, D.G. and Rahardjo, H., Gant, J.K.M. (1988). "Determination of the shear strength of unsaturated soils". *Can. Geotech. J.*, 25: 500-510.

Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons, INC., New York.

Fredlund, D. G., and Xing, A. (1994). "Equations for the Soil-Water Characteristic Curve." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 4, pp. 521-532.

Gardner, R. (1937). "A Method of Measuring the Capillary Tension of Soil Moisture Over a Wide Moisture Range," *Soil Science*, Vol. 43, No. 4, pp. 277-283.

- Gardner, R. (1970). "Field measurement of soil water diffusivity". Soil Sci. Soc. American Proc.
- Gens, A. (1995). Constitutive modelling. Application to compacted soils. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 1995.
- Gens, A., Alonso, E.E., Surlol, J. & Lloret, A. (1995). Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil. Proc. 1st Int. Conf. On Unsaturated Soils, Paris. E.E. Alonso and P. Delage (eds.), Balkema / Presses des Ponts et Chaussées, 1: 83-88.
- Gens, A. & Romero, E. (2000). Ensayos de laboratorio. Simposio sobre geotecnia de las infraestructuras del transporte. Barcelona: 17-43.
- Gibbs, H.J., Hilf, J.W., Holtz, W.G. and Walker, F.C. (1960). The strength of cohesive soils. Research Conf. On Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado: 33-162.
- Hamblin, A. P. (1981). "Filter Paper Method for Routine Measurement of Field Water Potential," *Journal of Hydrology*, Vol. 53, No. 3/4, pp.355-360.
- Henkel, D.J. (1960). The relationships between the effective stresses and water content in saturated clays. *Géotechnique*, Vol. 10 No. 2
- Hilf, J.W. (1956). An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. PhD Thesis. Technical Memo No. 654, United States Bureau of Reclamation, Denver. 1: 617-638.
- Holtz, W.G. and Gibbs, H.J. (1954), "Engineering Properties of Expansive Clays". Proceedings, ASCE, Vol. 80.
- Holtz, W.G. and Gibbs, H.J. (1956), Engineering properties of expansive clays. Trns ASCE, Vol. 121.
- Houston, W.N., Mahmoud, H.H. and Houston, S.L. (1993). A laboratory procedure for partial-wetting collapse determination. In S.L. Houston and W.K. Wray (eds.) *Unsaturated Soils Geotechnical Special Publications*, ASCE, No 39, Dallas: 54-63.
- Houston, S. L., Houston, W. N., and Wagner, A. M. (1994). "Laboratory Filter Paper Measurements," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 17, No. 2, pp. 185-194.
- Jenning, J.E.B. and Burland, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils. *Géotechnique* 12, No 2: 125-144.
- Jenning, J. and Knight, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. Sixth Reg. Conf. for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa.
- Jiménez Salas, J.A. (1958). Compacted clay: Engineering behaviour discussion. J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 84: 746-753
- Jiménez Salas, J.A., Justo, J.L., Romana, M. y Faraco, C. (1973). The collapse of gypseus silts and clays of low plasticity in arid and semiarid climates. Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú : 161-190.
- Jiménez Salas, J.A. (1986). Engineering geological aspects of foundations in soils. General Report, Proc. 5th Congres Int. Asoc. Eng. Geot., Buenos Aires.

- Josa, A. (1988). Un modelo elastoplástico para suelos no saturados. Ph.D. Tesis, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- Juárez, B.E. y Rico, R.A. (1976). "Mecánica de Suelos". Tomo I, II y III 3ª edición, ed Limusa.
- Justo, J.L. and Saetersdal, R. (1979). Desing parameters for special soil condition. Proc. 7th ECSMFE, Brighton, Vol. 5: 127-158.
- Justo, J.L., Delgado, A. and Ruiz, J. (1984). The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory. Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils, Adelaide: 67-71.
- Komornik, A. y Zeitlen, J.G. (1969). Damage to structures on preconsolidated clay, VII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Vol 2: 141-148, Mexico DF.
- Knight, M.J. (1971). Structura Analysis of selected Dduplex Soils. Doctoraldissertation, Univerty of Melbourne. Melbourne, Australia.
- Krahn, J. and Fredlund, D.G. (1971). On total, matric and osmotic suction. soil Sci. 114(5):339-345.
- Lambe, T.W. (1958). The structure of compacted clay. Jnl. of the Soil Mech. and Foundn. Div ASCE, 84 (SM2): 10-34.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1959). The role of the effective stress in the behaviour of expansive soils. Quart. Of the Colo. Sch. Of Mines, Vol. 54 (4): 33-66
- Lambe, T.W. (1960). "The Character and identification of expansive soils, soil PVC meter". Federal Housing Administartion, Technicak studies Program, FHA 701.
- Lambe, T.W. (1960a). A mechanistic picture of shear strength in clay. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado: 555-580.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1968). Soil Mechanics. John Wiley, New York.
- Lee, H.C. and Wray W.K. (1992). Evaluation of soil suction instruments. Proc. 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas: 307-312.
- Lee, H.C. and Wray W.K. (1995). Techniques to evaluate soil suction – A vital unsaturated soil variable. In E.E.Alonso and P. Delage (eds.) Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema / Presses des Ponts et Chaussées, 2: 615-622.
- López Lara, T., Zepeda, J.A. Guerrero, T.J. y castaño, V.M. (2000). Desarrollo de la resistencia en un suelo arcilloso estabilizado durante la reacción suelo-cal, XX Reunión Nal. Mec. Suelos., Vol. 2: 141-144. Soc. Mex. Mec. Suelos, Oaxaca, Oax.
- Lloret, A. (1982). Comportamiento deformacional del suelo no saturado bajo condiciones drenadas y no drenadas. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya.
- Lloret, A. y E.E. Alonso (1985). State surfaces for partially saturated soils. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng. San Francisco, 2: 557-562.
- Nelson, J.D. and Miller, D.J. (1992) Expansive soils. John and Wiley Sons, INC.

- Marsal, R.J. (1979). Análisis de conocimientos sobre suelos cohesivos compactados. General Report. Proc. 6th Pan-Am. Conf. on SMFE, Lima, Vol.1: 143-222.
- Matyas, E.L. y Radhakrishna, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, 18, No 4: 432-448.
- Mckeen, R.G. (1980). Field studies of airport pavements on expansive clay. Proc. 4th Int. Conf. Expansive Soils. Rotterdam (Denver). 1: 242-261.
- McQueen, I. S. and Miller, R. F. (1968). "Calibration and Evaluation of a Wide-Range Gravimetric Method for Measuring Moisture Stress," *Soil Science*, Vol. 106, No. 3, pp. 225-231.
- Mecánica de Suelos no saturados. Editado por José A. Zepeda Garrido. SMMS. México 2004.
- Meigs, P.(1953). "World Distribution of arid and semiarid Homoclimaes". *Arid zone Hydrology*. UNESCO.
- Miranda, R. J. 2002. Interacción estática suelo-estructura en arcillas expansivas, XXI Reunión Nal. Mec. Suelos, Vol.2: 167-176, Soc. Mex Mec. Suelos. Santiago de Querétaro.
- Mitchell, J. K. (1973). Recent advances on the understanding of the influences of mineralogy and pore solution chemistry on the swelling and stability of clay. Proc. 3rd ICES, Haifa: 11-25.
- Mitchell, J.K. (1993). "Fundamentals of soil behaviour". John Wiley & Sons, Inc., New York, 2nd ed.
- Nelson, J.D. and Miller, D.J. (1992) *Expansive soils*. John and Wiley Sons, INC.
- Olson, R.E., and Langfelder, L.J.(1965). Pore water pressures in unsaturated soils. *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, Proc . paper 9409, July 91 (SM4): 127-150
- Orozco, R.V.(1976) "Comentarios Sobre Cambios Volumétricos y Relaciones" .VIII Reunión Nacional de Mecánica de suelos,. Tomo III. Guanajuato, México. pp 39-42
- Pérez García , A. y Cortez, J. (2000) . Edometro de succión controlada para efectuar ensayos sobre suelos no saturados, XX Reunión Nal. Mec. Suelos, Vol. 2. 29-33 , Soc. Mex. Mec. Suelos, Santiago de Querétaro.
- Pérez Rea, M. L y Olmos, E. (1998). Las cimentaciones sobre suelos expansivos en la ingeniería práctica en México, XIX Reunión Nal. Mec. Suelos, Vol. 2. 28-33 , Soc. Mex. Mec. Suelos, Puebla, Puebla.
- Preciado, H. y Garnica, P. (1998). Estudio de la Influencia de las variables de Compactación en las características expansivas de un suelo de Jurica, Qro. XIX Reunión Nal. Mec. Suelos. 173-178, Soc. Mex. Mec Suelos, Puebla, Puebla.
- Raman, V. (1967) Identification of expansive soils from plasticity index and shrinkage index data. *Indian Eng. Calcuta* 11 (1): 17-22
- Rampino, C., Mancuso, C. and Vinale, F. (1999). Laboratory testing on unsaturated soil: equipment, procedures and first experimental results. *Canadian geotechnical Journal*, No. 36:1-12.
- Richards, B.G. (1955). "Retention and Transmission of water in soils". U.S. Dept Agr. Year-book Agr.pp 144-151.
- Richards, B.G. (1965). Physical condition of water in soil. In *Methods of Soil Analysis*.pp.128-152. Amer.Soc.Agron.Monograph 9.

- Richards, B.G. (1984). Finite element analysis of volume change in expansive clays. Proc. 5th I.C.E.S. Adelaide, Vol. 2: 355-362.
- Richards, B.G, Peter, P. and Martin, R. (1984). The determination of volume change properties in expansive soils. Proc. 5th ICES, Adelaída: 179-186.
- Rico, A. y del Castillo, H. (1976). La ingeniería de suelos en las vías terrestres, No. 1, Limusa, México.
- Rico, A. y del Castillo, H. (1978). La ingeniería de suelos en las vías terrestres, No. 2, Limusa, México.
- Rico, A., Tellez, R. y Garnica, P. (1998). Pavimentos flexibles. Problemática, metodologías de diseño y tendencias. Publicación Técnica No. 104, Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, México.
- Rodriguez, O. J.M. (2000). Desmontes. Simposio sobre geotécnia de las infraestructuras del transporte. Barcelona: 417-429.
- Rojas , E y Poot, RM. (1998). Uso de potencialesplásticos en un modelo constitutivo para suelos insaturados. XIX Reunión Nal. Mec. Suelos: 179-184, Soc. Mex. Mec. Suelos, Puebla Pue.
- Romero, E. (1999). Thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study. Ph. D. Thesis, Technical University of Catalunya, Barcelona.
- Romero, E. (2001). Controlled suction techniques. Proc. 4th Simposium Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, Brasil.Haifa: 65-71
- Seed, H. B. and Chan A.M. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol. 85, SM5: 87-128.
- Seed, H.B, Woodward, R.J., Jr and Lundgren, R. et al. (1962). "Prediction of Swelling Potential for compacted Clays". Journal ASCE, Soils Mechanics and foundation Div. ASCE, Vol. 88:53-87.
- Schofield, A.N. (1935). The pF of the water in soil. Trans. 3rd Int. Cong. Soil Science, Vol. 2: 37-48.
- Skempton, A.W. and Northey, R.D. (1952). The sensitivity of clays. Géotechnique, vol. 2, No. 1: 30:53.
- Skempton, A.W. (1961). Effective stress in soils, concrete and rocks. Conference on Pore Pressure and Suction in soils, Butterworths, London: 4-16.
- Snethen, D.R. (1984). Evaluation of expedient method for identification and classification of potentially expansive soils. Proc. 5th ICES, Adelaide: 22-26.
- Sowers , G.F. (1962). Shallow Foundations, Leonards G.A., McGraw-Hill.
- Sowers, G.F. (1979).Application of Results of exploratory Borings and Index propoerties To Soil Engineering Problems. Simposio Internacional de Mecánica de suelos. p. 3-15, Oaxaca, Oax.
- Swarbrick, G. E. (1995). "Measurement of Soil Suction Using the Filter Paper Method." *First International Conference on Unsaturated Soils*, Eds.: E. E. Alonso and P. Delage, Vol. 2, Paris, 6-8 September, ENDPC, pp. 701-708.
- Terzaghi, K. , R.B. Peck , (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice, 2a ed. Jhon Wiley and Sons, Nueva York

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E., and Clifton, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to Soil Suction. Canadian geotechnical Journal, 33: 379-392.

Vijayvergiya and Ghazzaly (1973). Prediction of Swelling Potential for Natural Clays. Proceedings 3rd. International Conference of Expansive Soils. Haifa, Israel. P 227-236. E.U.

Wheeler, S.J. and Sivakumar, V. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 2: Shearing and constitutive modelling. Géotechnique 50(4):369-376.

Wood, D.M. (1979). The behaviour of partly saturated soils: a review. Department of Engineering, University of Cambridge.

Wong, H.Y. (1969) "Unpublished report" Soil Mech. Lab. Mac Hill University.

Wray, W.K. (1984) The principle of soil suction and its geotechnical engineering applications. Proc. 5th Int. Conf. On Expansive Soils, Adelaide, S. Australia 114-118.

Zeevaert, W.L. (1968), Propiedades Cualitativas de los Materiales del Subsuelo, Vol. I. Primer cuaderno, Tecnología y problemas de Ingeniería Civil de los Materiales del subsuelo. Facultad de Ingeniería. UNAM, México

Zeevaert, W.L. (1973). Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold

Zepeda, J.A. y Pérez Rea, M.L. (1996). Reflexiones sobre el comportamiento de suelos parcialmente saturados. XVIII Reunión Nal. Mec. Suelos. 199-211, Soc. Mex. Mec. Suelos, Morelia.

Normativa ASTM

ASTM D-4318(2000). "Método de prueba estándar para la determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad". American Society for Testing and Materials.

ASTM D-854(2002). "Método de prueba estándar para la determinación de la gravedad específica de los suelos usando el picnómetro con agua". American Society for Testing and Materials.

ASTM D-2216(1998). "Método de prueba estándar para la determinación del contenido de agua de suelos y rocas". American Society for Testing and Materials.

REGLAMENTOS

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL, 2004: NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.