



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERIA

SUELOS EXPANSIVOS

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA

INGENIERIA CIVIL – ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

P R E S E N T A :

RICARDO JAVIER BALLINAS MIJANGOS

TUTOR:

DR. ALBERTO JAIME PAREDES.

2006



JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD.
Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO.
Vocal: DR. ALBERTO JAIME PAREDES.
1^{er} suplente: ING. SERGIO RAÚL HERRERA CASTAÑEDA.
2^{do} suplente: M.I. AGUSTIN DEMÉNEGHI COLINA.

Lugar donde se realizo la tesis:

CIUDAD UNIVERSITARIA, DISTRITO FEDERAL.

TUTOR DE TESIS:

DR. ALBERTO JAIME PAREDES

FIRMA

A mi padre, ejemplo de dedicación y honestidad. Porque su mayor legado siempre será una buena educación, y el reconocimiento de provenir de una familia honrada y trabajadora.

Agradezco al Dr. Alberto Jaime por sus enseñanzas y tiempo dedicado a la realización de este trabajo. Así también al Dr. Gabriel Auvinet y al Ing. Sergio Herrera por haberme permitido ser su alumno.

Un reconocimiento a todos los Sinodales, por sus valiosos comentarios y sugerencias.

INDICE GENERAL**Capítulo 1: Introducción.**

1.1 Antecedentes.	1
1.2 Objetivos.	3
1.3 Alcances.	3

Capítulo 2: Origen de los suelos expansivos.

2.1 Afectaciones.	5
2.2 Naturaleza.	6
2.3 Origen.	8
2.4 Distribución geográfica.	8
2.5 Minerales arcillosos.	9
2.6 Enlaces interatómicos.	12
2.7 Intercambio catiónico.	14
2.8 Succión osmótica.	15
2.9 Identificación de los minerales arcillosos.	16
Resumen y conclusión.	18

Capítulo 3: Comportamiento de los suelos expansivos.

3.1 Condiciones para que un suelo sea expansivo.	19
3.2 Factores que afectan la expansión del suelo.	19
3.3 Efecto de la estructura del suelo en su comportamiento.	25
3.4 Expansión diferencial.	28
3.5 Comportamiento ante ciclos de expansión y contracción.	29
3.6 Expansión lateral.	30
3.7 Contracciones.	30
Resumen y conclusión.	30

Capítulo 4: El enfoque de los suelos expansivos no saturados.

4.1 Tensión superficial.	32
4.2 El principio del esfuerzo efectivo en los suelos saturados.	33
4.3 Ecuaciones del esfuerzo efectivo para los suelos no saturados.	33
4.4 Variables del estado de esfuerzos en el suelo.	35
4.5 El papel de la succión osmótica.	36
4.6 Cambios de volumen en los suelos no saturados.	37
4.7 Medida de los coeficientes de cambio de volumen del suelo.	38
4.8 Corrección de la muestra por alteración.	41
4.9 Prueba de la placa de succión.	42
4.10 Perfil de succión del suelo.	43
4.11 Teoría para la predicción de expansiones.	44
Resumen y conclusión.	47

Capítulo 5: Identificación de los suelos expansivos.

5.1 Patrones de afectación típicos a las estructuras.	49
5.2 Identificación de los suelos expansivos.	50
5.3 Determinación del grado de expansividad del suelo.	52
5.3.1 Métodos cualitativos.	52
5.3.2 Métodos semicuantitativos.	55
5.3.3 Métodos cuantitativos.	63
Resumen y conclusión.	63

Capítulo 6: Tratamientos y diseño de estructuras.

6.1 Medidas preventivas básicas.	65
6.2 Diseño de estructuras.	66
6.2.1 Alterar el suelo expansivo.	66
6.2.2 Evitar al suelo expansivo.	72
6.2.3 Mitigar los efectos en la superestructura.	74
6.3 Expansión diferencial.	77
6.4 Métodos de diseño.	77
Resumen y conclusión.	79

Capítulo 7: Programa tridimensional de interacción estática suelo expansivo – losa de cimentación.

7.1 El modelo Winkler.	81
7.2 Método de las diferencias finitas aplicado a losas.	81
7.3 Cálculo de asentamientos bajo la losa.	85
7.4 Programa tridimensional de interacción estática suelo expansivo – losa de cimentación.	94
Resumen y conclusión.	116

Conclusión.	119
-------------------------	-----

Anexos.

• (I) Caso histórico: Edificio y estacionamiento afectados en la ciudad de Clear Lake, Houston, Texas.	121
• (II) Norma ASTM D 4546-96: Método de prueba estándar para la expansión o el asentamiento potencial unidimensional de los suelos cohesivos.	126
• (III) Diagrama de flujo y programa tridimensional de interacción estática suelo expansivo – losa de cimentación.	137

Referencias.	161
--------------------------	-----

Capítulo 1: INTRODUCCION.

1.1 Antecedentes.

Conocimiento fundamental.

En el pasado se ha prestado atención significativa al comportamiento de las arcillas, probablemente debido a que los daños provocados por ellas contribuyen en una gran proporción a los daños estructurales en las obras civiles. Así, Arthur Casagrande (1932) escribió uno de los primeros tratados en los que se discutía la estructura de las arcillas y su impacto en la ingeniería de cimentaciones. Posteriormente, Skempton (1953) describió el efecto de su actividad coloidal. Por su parte, Jennings y Knight (1957) describieron cómo predecir las expansiones de un suelo mediante el uso de pruebas con el odómetro, y Felt (1953) describió la influencia que tiene la vegetación en el contenido de humedad de las arcillas.

Para la década de 1950, una serie de conferencias internacionales sobre mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones, dieron la oportunidad a los investigadores y practicantes de describir sus experiencias con las arcillas. Así, Holtz y Gibbs (1956) discutieron las propiedades ingenieriles de los suelos expansivos, y ya cerca del final de la década McDowell (1959) publicó un artículo en el que se relacionaban pruebas de laboratorio con el diseño de estructuras sobre suelos expansivos, con lo que se establecieron las bases para el diseño de estructuras ligeras sobre los suelos expansivos.

La década de los 60's trajo consigo un incremento notable en la investigación y experimentación sobre suelos expansivos. En ella, Lambe (1960) desarrolló un método para identificar la expansión de los suelos y acceder a su potencial de expansión, mediante su medidor del potencial vertical de expansión. Además, Seed (1962) se encargó de discutir las características de expansión de las arcillas compactadas.

Con el reporte del Building Research Advisory Board (BRAB, 1968) se alcanzó un logro muy importante, estableciéndose un criterio de selección y diseño para losas residenciales. Esta publicación contiene el primer criterio de diseño ampliamente aceptado para cimentaciones ligeramente cargadas sobre suelos expansivos, y aún hoy en día constituye una referencia obligada. Los diseños que hacían uso del sistema BRAB, eran considerados demasiados conservadores por la mayoría de constructores y propietarios, así que empezaron a usarse diseños menos conservadores, aunque basados en el mismo sistema. Con todo esto, en los años 60's se dieron pasos muy significativos, haciendo que nuestro entendimiento de los suelos expansivos y de las medidas necesarias para mitigar sus impactos empezarán a ser más claros.

La década de los 70's abrió nuevas puertas al diseño de las cimentaciones ligeramente cargadas sobre suelos expansivos, emergiendo un nuevo concepto de cómo determinar el cambio potencial de humedad y de volumen. Este concepto – la succión del suelo – es considerado como una presión de poro negativa, resultado de una necesidad inherente de la arcilla por humedad a fin de balancear los niveles de energía fisicoquímica del suelo. Como resultado, se establecieron relaciones entre las succiones medidas en el suelo y las expansiones resultantes en presencia de humedad, con lo que el enfoque llegó a formar parte de los protocolos de diseño.

Vijayvergiya y Ghazzaly (1973), junto con otros, comenzaron el proceso de crear modelos predictivos de expansión, mientras Tucker y Poor (1978) estudiaron el comportamiento de losas existentes sobre suelos expansivos, valorando las causas de sus daños. Mitchell (1976), proveyó a los profesionistas con un texto que sirvió como punto de referencia para

comprender el comportamiento de los suelos, el cual contenía un tratamiento significativo a los suelos expansivos.

Cabe destacar que desde mediados de los años 60's, se ha convocado a siete conferencias internacionales sobre suelos expansivos: las primeras dos se llevaron a cabo en la universidad de Texas A&M, en 1965 y 1969; la tercera en el Instituto de Tecnología de Israel, en 1973; la cuarta en Denver, en 1980; la quinta en Adelaida, Australia, en 1984; la sexta en Nueva Delhi, India, en 1987; y la séptima, en Dallas en 1992. Desde entonces, la atención se ha enfocado a incluir el entendimiento del comportamiento de los suelos expansivos parcialmente saturados.

Al inicio de los años 80's, el Post-Tensioning Institute (*PTI, 1980*) publicó su primer manual para el diseño de losas postensadas sobre suelos expansivos. Ya en los 90's, Lytton (*1994*) describió la dependencia del movimiento de la humedad del suelo con el índice de humedad de Thornthwaite y con la permeabilidad no saturada del suelo, además discutió el inusual efecto destructivo que tienen los árboles cuando crecen cerca del borde de las cimentaciones, y la efectividad de los árboles con raíces verticales y de las barreras de humedad alrededor del perímetro de las cimentaciones, a fin de reducir la distancia de variación de humedad y el movimiento diferencial del suelo.

Práctica actual.

Se debe señalar que a pesar de que se han hecho progresos substanciales en cuanto a definir el comportamiento de los suelos expansivos y en cuanto a desarrollar teorías para la predicción de su comportamiento, la ingeniería geotécnica práctica no ha avanzado en la misma proporción, ya que son pocos los laboratorios que hacen mediciones de succión al suelo para determinar su cambio potencial de volumen, tal vez debido principalmente a la carencia de un método de prueba ampliamente aceptado.

Los sistemas de cimentación usados en los suelos expansivos no han cambiado marcadamente desde los años 80's, cuando el diseño de losas postensadas fue estandarizado por el *PTI*, con lo cual las losas reforzadas convencionales son usadas cada vez menos debido a su alto costo respecto a las losas postensadas. Además, los sistemas de cimentación suspendidos y soportados sobre pilas siguen siendo usados solo en estructuras relativamente costosas. Todo esto se entiende si consideramos que el costo inicial del sistema de cimentación sobre suelos expansivos es el factor primordial en la selección del diseño, con lo cual el diseño está controlado a menudo por la línea económica a corto plazo en lugar del comportamiento o costo a largo plazo, lo que además provoca que no se le de la suficiente consideración a la estabilización de los suelos expansivos.

Estabilizaciones.

En cuanto a las estabilizaciones, podemos comentar que se ha tratado de reducir los daños provocados por los suelos expansivos mediante la estabilización mecánica, pero también se ha necesitado alterar las propiedades fisicoquímicas de los suelos a fin de estabilizarlos permanentemente. Así, Jones (*1958*) discutió la estabilización de suelos expansivos mediante el uso de cal hidratada y cemento Pórtland, Taylor (*1959*) explicó el proceso de intercambio iónico en las arcillas, y McDowell (*1959*) describió cómo algunos suelos de Texas fueron estabilizados con cal y combinaciones de cal y ceniza.

Hilt y Davidson (*1960*) discutieron la fijación de la cal en las arcillas. Grim (*1963*) desarrolló una prueba rápida para determinar el contenido de cal requerido para estabilizar un suelo expansivo, se basó en que cuando un compuesto a base de calcio se adhiere a un suelo

arcilloso, ocurre una reacción provocada por la solubilidad del sílice y aluminio a un alto *pH*, entonces el *pH* se vuelve una prueba rápida para identificar el contenido óptimo de cal, y como la reacción cal – suelo ocurre en alrededor de una hora después del mezclado, la prueba durará tan solo una hora. Además, Anday (1961 y 1963) proveyó evidencia de la importancia de un apropiado curado en la estabilización con cal, a fin de desarrollar completamente las reacciones puzolánicas, las cuales son la base para ganar resistencia y conseguir la estabilidad a largo plazo.

En los años 60's comenzó la estabilización mediante inyecciones de lechadas de cal a alta presión, con lo que al final de esa década las metodologías de estabilización con cal se habían vuelto las más ampliamente usadas contra los suelos expansivos.

El uso de agentes químicos para la estabilización de suelos, fue introducido cuando los mineralogistas Carroll y Starkey (1971) publicaron sus descubrimientos sobre la reactividad de los minerales de arcilla con los ácidos y álcalis.

Para los años 70's, la National Lime Association (1972) publicó su primer manual de construcción sobre estabilización con cal, y la Portland Cement Association empezó a describir como el cemento Portland, relegado hasta ese entonces a los suelos de baja a moderada plasticidad, podía usarse para modificar y estabilizar arcillas de alta plasticidad, mediante el uso de maquinas rotatorias de mezclado más eficientes.

El prehumedecimiento de los suelos expansivos recibió una atención considerable en los años 70's. McDonald (1973) reportó el uso de barreras de humedad e impermeabilizaciones de superficie en arcillas de Dakota del Sur. McKinney (1974) describió la efectividad de las inundaciones a fin de reducir el potencial de expansión en un proyecto cercano a Waco, Texas. Un estudio de Poor (1978) combinó la efectividad del prehumedecimiento por inundación, el riego por aspersión, y la instalación de barreras de humedad a fin de estabilizar una subrasante bajo una losa residencial. Con todo ello, el prehumedecimiento y la estabilización del contenido de humedad eran ya un desarrollo probado al final de los años 70's, continuando su uso en incremento hasta nuestros días.

Mitchell (1986), en su conferencia Terzaghi, trató los problemas asociados con las expansiones inducidas por los sulfatos en los suelos estabilizados con agentes bases de calcio, tales como la cal, el cemento Portland y la ceniza. Por su parte, Johnson y Pengelly (1993) describieron la eficacia de usar potasio, y compuestos de potasio y amonio para la estabilización mediante inyecciones. Cabe destacar que debido a las incertidumbres que se tienen con los nuevos estabilizantes, ya que no siempre se dispone de un programa completo de pruebas comparativas, los agentes estabilizantes tradicionales como la cal y el cemento Portland siguen siendo los más ampliamente usados.

1.2 Objetivos.

El propósito de esta tesis es estudiar la naturaleza y comportamiento de los suelos expansivos, así como los métodos para identificarlos y tratarlos a fin de evitar los daños que podrían provocar a las estructuras.

1.3 Alcances.

Esta tesis hace referencia a los suelos expansivos – aquellos suelos que presentan cambios significativos de volumen al ser sometidos a cambios en su contenido de humedad –, para lo cual se hace una revisión de algunos de los avances desarrollados durante los últimos 70 años sobre el entendimiento de su naturaleza, y sobre los métodos desarrollados para tratarlos. En cierta forma, se intenta realizar un estado del arte de los suelos expansivos.

El motivo que orilló a la realización de este trabajo, fue el hecho de que aunque los suelos expansivos no tienden a causar pérdidas de vidas humanas, las pérdidas económicas que provocan son cuantiosas, y en la mayoría de los casos pudieran ser evitadas fácilmente.

Para su desarrollo, el contenido de la tesis ha sido dividido en siete capítulos: El segundo capítulo trata el origen, la naturaleza y la distribución geográfica de los suelos expansivos. El tercer capítulo trata el comportamiento de los suelos expansivos, refiriéndose a las condiciones necesarias para que estos sean un problema y a los factores que afectan su potencial de expansión. El capítulo cuarto se refiere al enfoque de los suelos expansivos no saturados, explicando el efecto de la succión en el potencial de expansión del suelo, y haciendo referencia a algunos de los avances que se han tenido en ese campo. El capítulo quinto trata el cómo identificar a los suelos expansivos, señalando los patrones de afectación típicos que presentan las estructuras y los métodos para la identificación y determinación del grado de expansividad de los suelos. El capítulo sexto trata las medidas preventivas básicas a tomar en contra de los suelos expansivos, así como el diseño de estructuras sobre estos suelos, ya sea que se realicen alterando al suelo, evitándolo o simplemente mitigando sus efectos sobre las superestructuras. El capítulo séptimo hace referencia al programa de computadora desarrollado por el autor, para el cálculo de losas planas rectangulares de cimentación (análisis tridimensional) apoyadas sobre suelos expansivos y no expansivos.

Además, se incluye una serie de anexos que contienen un caso histórico de afectaciones a una construcción por parte de los suelos expansivos, en la ciudad de *Clear Lake, Houston*, así como la norma *ASTM D 4546 – 96* para la realización de pruebas de expansión unidimensional.

Capítulo 2: ORIGEN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.

2.1 Afectaciones.

Una gran parte de la superficie terrestre está cubierta por suelos parcialmente saturados, y son estos suelos los que son susceptibles a presentar expansiones. La mayoría de los problemas de suelos expansivos están asociados a estructuras pequeñas, por lo que rara vez se pueden justificar investigaciones exhaustivas y soluciones efectivas.

Son muchos los países que sufren los efectos de los suelos expansivos, y a pesar de que es difícil estimar el monto total de las afectaciones globales, claramente se observa que es un problema a nivel mundial.

Algunas veces los daños provocados por los suelos expansivos requieren tan solo de un mantenimiento menor, siendo un asunto puramente estético, pero a menudo las consecuencias son mucho peores, incluso causando problemas estructurales mayores como los mostrados en la figura 2.1.

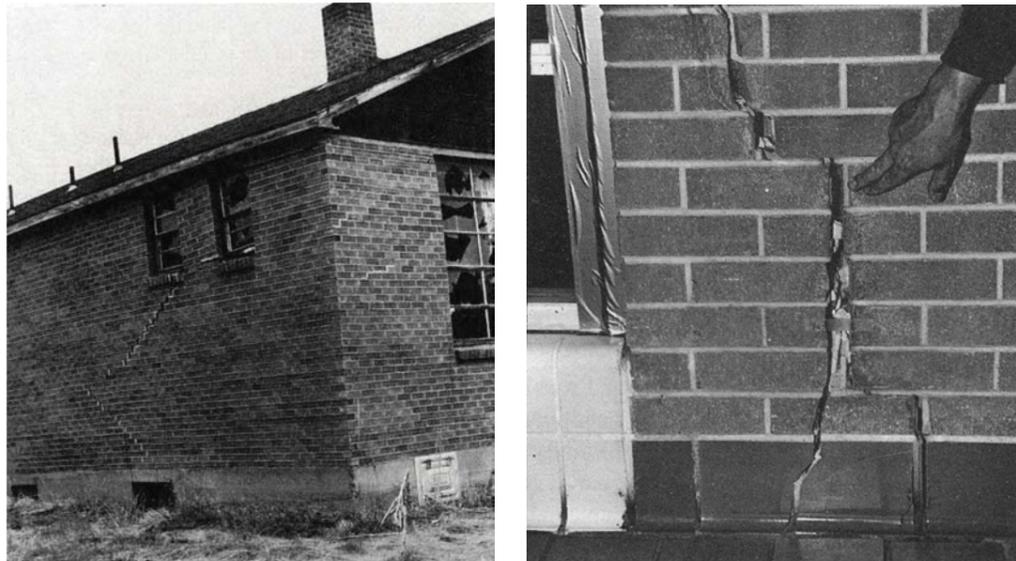


Fig. 2.1 Los suelos expansivos causaron grietas en estos muros. En el caso de la segunda foto, se gastaron alrededor de 490,000 dólares para reparar los daños provocados al edificio en muros, techos, puertas y ventanas, alrededor de un tercio del costo total original del edificio de seis años de antigüedad.

Mucha de la energía de la naturaleza es liberada sobre tierras inhabitadas, por ejemplo, en Estados Unidos tan solo el 3% de su territorio es ocupado por ciudades, y tan solo el 13% es utilizado para desarrollar la agricultura. Así, durante la vida normal de un estadounidense, el 14% de su territorio será azotado por terremotos, tornados e inundaciones, pero más del 20% será afectado por los movimientos de los suelos expansivos. Si una de cada diez personas será afectada por inundaciones, una de cada cinco será afectada por los suelos expansivos, y de los 250,000 nuevos hogares construidos anualmente sobre suelos expansivos en los Estados Unidos, alrededor del 60% experimentarán daños menores, y alrededor de un 10% experimentarán daños significativos, algunos de ellos más allá de cualquier reparación posible (Jones y Holtz, 1973).

Cada año en Estados Unidos, los suelos expansivos causan daños a edificios, caminos, aeropuertos, tuberías, entre otras estructuras, por alrededor de 9 mil millones de dólares;

más del doble de los daños debidos a desastres naturales (*adaptado de Jones y Holtz, 1973*). La distribución de estos daños es aproximadamente la siguiente:

Categoría del daño	Costo anual (Dólares)
Calles y carreteras	4,550,000,000
Edificios comerciales	1,440,000,000
Casas unifamiliares	1,200,000,000
Aceras y estacionamientos	440,000,000
Instalaciones subterráneas	400,000,000
Edificios de muchos niveles	320,000,000
Instalaciones en aeropuertos	160,000,000
Deslizamientos en áreas urbanas	100,000,000
Otros	390,000
Daños totales anuales	9,000,000,000

Tabla 2.1 Daños anuales en Estados Unidos, debidos a los suelos expansivos (1987).

Los efectos de los suelos expansivos no son tan dramáticos como los de huracanes y terremotos, pues solo causan daños a las propiedades, sin pérdidas de vidas humanas. Además, actúan más lentamente y su daño generalmente se extiende sobre grandes áreas, no tendiendo a concentrarse en pequeñas localidades. Sin embargo, las pérdidas económicas que provocan son muy grandes, y muchas de ellas podrían ser evitadas reconociendo el problema a tiempo e incorporando medidas preventivas apropiadas en el diseño, construcción y mantenimiento de las estructuras.

2.2 Naturaleza.

Los suelos son el producto del intemperismo mecánico y químico de las rocas, pudiéndose encontrar en un amplio rango de tamaños, formas y constituyentes mineralógicos. En general, los suelos han sido divididos en dos grandes grupos, dependiendo del comportamiento que presentan:

- a) Los suelos no arcillosos tales como gravas, arenas y limos, que consisten esencialmente de partículas relativamente pesadas e inertes, en las que sus propiedades ingenieriles dependen principalmente de las fuerzas gravitacionales de masa, manifestadas a través del tamaño, forma y textura de sus partículas.
- b) Los suelos arcillosos, formados por partículas muy pequeñas usualmente con forma laminar, en los que sus propiedades ingenieriles están fuertemente influenciadas por el tamaño tan pequeño y por el área superficial tan grande de sus partículas.

Se ha establecido una frontera arbitraria que separa a estos dos grupos, la cual es de 2 μm (0.002 mm), ya que la experiencia ha demostrado que en muchos materiales con tamaños de partícula menores a éste - como es el caso de las arcillas - se tienen comportamientos de coloides (suspensiones indefinidas), debido al tamaño tan pequeño de las partículas, y al hecho de que sus fuerzas eléctricas superficiales se encuentran desbalanceadas.

Puesto que en los suelos no arcillosos, la relación existente entre el área superficial y el volumen de las partículas es relativamente pequeña, las propiedades más comunes de las masas de suelo no dependen de sus minerales constituyentes (a pesar de que localmente controlan las características friccionantes de los granos individuales), ya que en ellos, las partículas son tan grandes que las fuerzas intermoleculares entre granos son

insignificantes con respecto a las fuerzas debidas a las cargas externas o a la gravedad. Por el contrario, en los suelos arcillosos, las moléculas que forman la superficie de las partículas constituyen una gran proporción de su número total, por lo que las fuerzas asociadas a ellas tienen un gran efecto en el comportamiento de las partículas y de la masa de suelo.

Un índice muy útil para determinar la importancia de los efectos de superficie de las partículas en el comportamiento de los suelos, es la llamada "superficie específica" (también llamada área superficial), la cual se define como el área de la superficie externa más el área de la superficie interna de las partículas constituyentes de un suelo por unidad de masa, expresada en m^2/g .

Cabe destacar que las arcillas se expanden o contraen en respuesta a los cambios de las fuerzas que actúan sobre sus partículas, tales como:

- La tensión superficial en los meniscos del agua contenida entre sus partículas, la cual tiende a comprimir al suelo.
- Las presiones osmóticas, que tienden a atraer agua al interior del suelo, expandiéndolo.
- Las presiones en las burbujas de aire atrapadas en el suelo, que tienden a expandirlo.
- Los esfuerzos debidos a las cargas externas, que tienden a comprimir al suelo.
- Las fuerzas intermoleculares de Van der Waals, que tienden a comprimir al suelo.

Por ejemplo, considere los efectos de los cambios en las tensiones superficiales y en las fuerzas osmóticas, imaginándose una arcilla montmorilonítica inicialmente saturada (*fig. 2.2.a*). Si este suelo se seca, la humedad remanente se congrega cerca de las caras internas de las partículas, formando meniscos (*fig. 2.2.b*). Por tanto, las fuerzas de tensión superficial jalarán a las partículas, juntándolas, causando con ello la contracción del suelo. Podemos comparar al suelo en esta etapa con un resorte comprimido, ya que ambos se expandirían si no existieran las fuerzas que los mantienen comprimidos.

El suelo de la figura 2.2.b tiene una gran afinidad por el agua en este momento e intentará atraer a la disponible mediante ósmosis, diremos que el suelo tiene una gran capacidad de succión en esta etapa. Si el agua se encuentra disponible, la succión la adsorberá dentro de los espacios entre las partículas (se habla de absorción cuando se trata fundamentalmente de procesos físicos como la retención por capilaridad, y de adsorción cuando existe una interacción de tipo químico entre el adsorbente y el adsorbato), y el suelo se expandirá (*fig. 2.2.c*). Regresando a nuestra analogía, el resorte se ha liberado y el proceso puede repetirse numerosas veces.

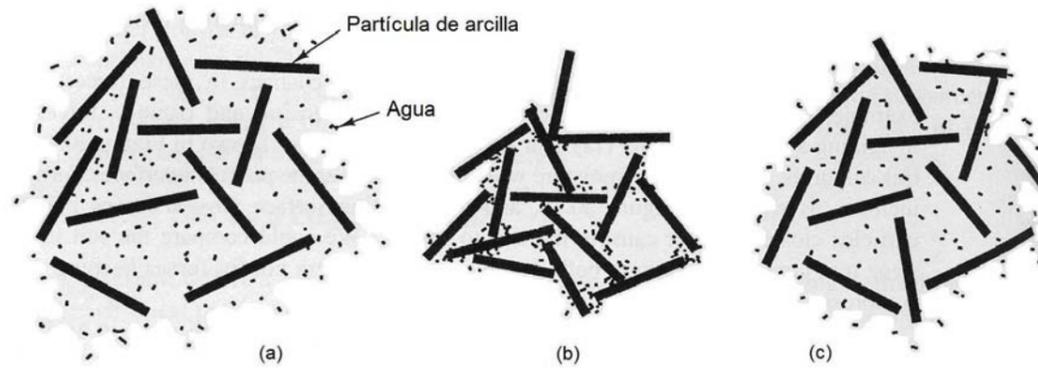


Fig. 2.2 Contracción y expansión de una arcilla expansiva.

2.3 Origen.

G. W. Donaldson (1969) clasificó en dos grupos a los materiales de origen que pueden estar asociados a los suelos expansivos:

- El primer grupo comprende a las rocas ígneas básicas, tales como el basalto, la diorita y el gabro. En estos suelos, los minerales de feldespato y piroxeno de la roca madre se han descompuesto para formar la montmorilonita y otros minerales secundarios.
- El segundo grupo comprende a las rocas sedimentarias que contienen a la montmorilonita como constituyente, la cual se rompe físicamente para formar un suelo expansivo.

Los minerales arcillosos expansivos se derivan de la roca madre por intemperismo químico, a partir de un complicado proceso de distribución de materiales tales como feldespatos, micas y calizas. Por tanto, el mineral formado dependerá de la composición de la roca madre, de la topografía, del clima, de la vegetación vecina, de la duración del intemperismo, y de otros factores. Este proceso de alteración se puede llevar a cabo en tierra (intemperismo) o en el fondo de los mares y lagos (almirólisis), e incluye a la desintegración, oxidación, hidratación y disolución.

Tourtelot (1973) apuntó que el escenario necesario para la formación de la montmorilonita es la desintegración extrema, la alta hidratación y la disolución restringida (se requiere que se restrinja la disolución, para que los cationes de magnesio, calcio, sodio, potasio y hierro se puedan acumular en el sistema). Por tanto, la formación de los minerales montmoriloníticos está supeditada a un ambiente alcalino y a la carencia de lixiviación. Estas condiciones son favorecidas en las regiones semiáridas con pocas o moderadas lluvias. Particularmente, cuando la evaporación excede a la precipitación, ya que bajo estas condiciones existe la suficiente agua disponible para que se lleven a cabo los procesos de alteración, aunque no la suficiente para que los cationes acumulados sean removidos por el flujo del agua de lluvia.

Los minerales madre necesarios para la formación de la montmorilonita a menudo consisten en minerales ferromagnesianos, feldespatos cálcicos, vidrios volcánicos y muchas rocas volcánicas. Por tanto, es usual que las cenizas provenientes de erupciones volcánicas que caen en depósitos de agua, se alteren hasta formar montmorilonita, tal como sucede con la bentonita (montmorilonita sódica), la cual es una arcilla formada por el intemperismo químico de las cenizas volcánicas.

2.4 Distribución geográfica.

Los suelos potencialmente expansivos pueden ser encontrados en casi cualquier parte del mundo, abundando en los lugares donde la evapotranspiración anual excede a la precipitación.

La figura 2.3 nos indica que los suelos potencialmente expansivos están confinados a las regiones semiáridas de las zonas de clima tropical y templado, siguiendo a la teoría de que en las zonas semiáridas, la carencia de la acción disolvente del agua ha ayudado a la formación de la montmorilonita.

Así, existen muchos países en el mundo que tienen el problema de los suelos expansivos, tal es el caso de México, Estados Unidos, Canadá, Cuba, Costa Rica, Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú, Brasil, Argentina, Turquía, Israel, Irán, Irak, India, Australia, Marruecos, Argelia, Angola, Mozambique, Kenia, Ghana, entre otros, aunque cabe

destacar que España parece ser el único país europeo con problemas graves debidos a los suelos expansivos.



Fig. 2.3 Distribución de los casos reportados de suelos expansivos en el mundo.

2.5 Minerales arcillosos.

La mayor parte de las partículas de un suelo con tamaño inferior a $2\ \mu\text{m}$, están constituidas por minerales arcillosos. Estos minerales se forman a partir de un proceso químico, y su composición puede llegar a ser muy variable y distinta a las de las rocas madre de que proceden. Probablemente la propiedad más importante de un suelo de grano fino es su composición mineralógica, y por tanto el conocer sus enlaces, su estructura cristalina y sus características superficiales, resulta muy importante para entender el tamaño, forma, estabilidad e interacción que presentan.

Las partículas de arcilla son cristales de especies mineralógicas bien definidas (un cristal es un cuerpo homogéneo limitado por superficies planas lisas, que son la expresión externa de un arreglo atómico interno), en las que sus variabilidades de composición provienen de las mezclas de esas especies y de los fenómenos de adsorción que se desarrollen en las partículas.

En general, los minerales arcillosos pertenecen a la familia mineral de los filosilicatos, ya que desde un punto de vista químico son silicatos de aluminio, magnesio, hierro, etc., formados por la combinación de dos unidades estructurales fundamentales:

- 1) La primera es el tetraedro, en el cual cuatro átomos de oxígeno rodean a un átomo de silicio (SiO_4). Los tetraedros forman capas, de tal modo que los oxígenos de las bases de todos ellos se encuentren en un mismo plano, además cada oxígeno de las bases es compartido por dos tetraedros, formándose así una red hexagonal.

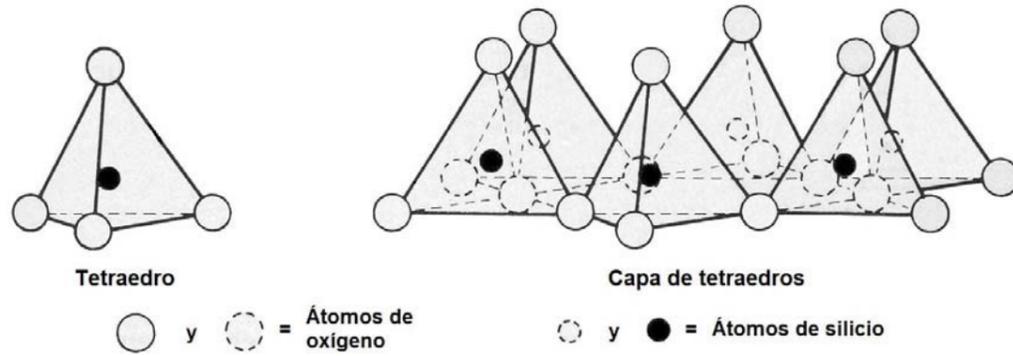


Fig. 2.4 Unidad estructural tetraédrica (SiO_4).

- 2) La segunda es el octaedro, en el que un átomo de aluminio, magnesio, hierro, etc. está rodeado por seis átomos de oxígeno o iones hidróxido. Además, en este caso los octaedros también forman capas. La composición del octaedro es $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ para el aluminio, y $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$ para el magnesio.

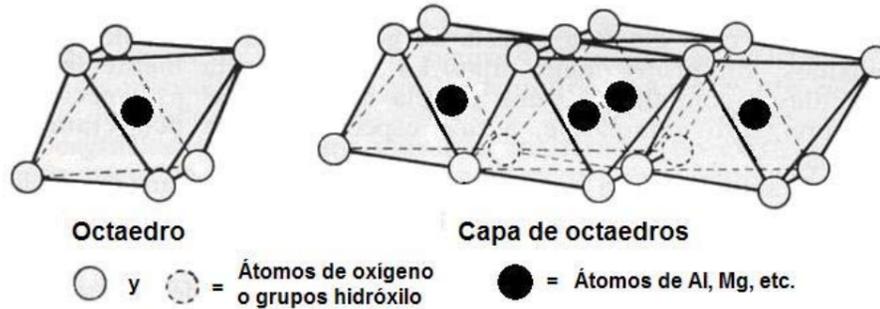


Fig. 2.5 Unidad estructural octaédrica.

Así, las capas tetraédricas y octaédricas se acoplan formando láminas, las cuales al repetirse forman a las estructuras cristalinas. De las distintas combinaciones de estas dos capas y de los distintos cationes o aniones que las forman, resultan los diferentes grupos de minerales arcillosos:

Grupo de la caolinita: La partícula de caolinita se compone de capas alternadas de tetraedros y octaedros. En ellas, las láminas se extienden indefinidamente en dos direcciones, y se mantienen unidas mediante enlaces de hidrógeno. La sustitución de átomos dentro de la red cristalina de la caolinita (si existe) es pequeña, por lo cual la fórmula es prácticamente constante e igual a $\text{Si}_4\text{O}_{10}\text{Al}_4(\text{OH})_8$.

Grupo de la esmectita (montmorilonita): Los minerales de las esmectitas tienen un prototipo estructural que consiste en una capa octaédrica entre dos tetraédricas (fig. 2.6). En ellas, la unión entre cada dos unidades estructurales se debe a las fuerzas de Van der Waals y a los cationes presentes para balancear las deficiencias de carga de la estructura. Estas fuerzas son mucho más débiles que el enlace de hidrógeno en las partículas de caolinita, y por tanto son fácilmente separados por el clivaje o por la adsorción de agua u otros líquidos polares. Como consecuencia, el agua puede penetrar entre ellas ocasionando una expansión de la partícula en el sentido perpendicular a la capa. La composición teórica de las esmectitas es $(\text{OH})_4\text{Si}_8\text{Al}_4\text{O}_{20} \cdot n\text{H}_2\text{O}$ (agua entre las capas).

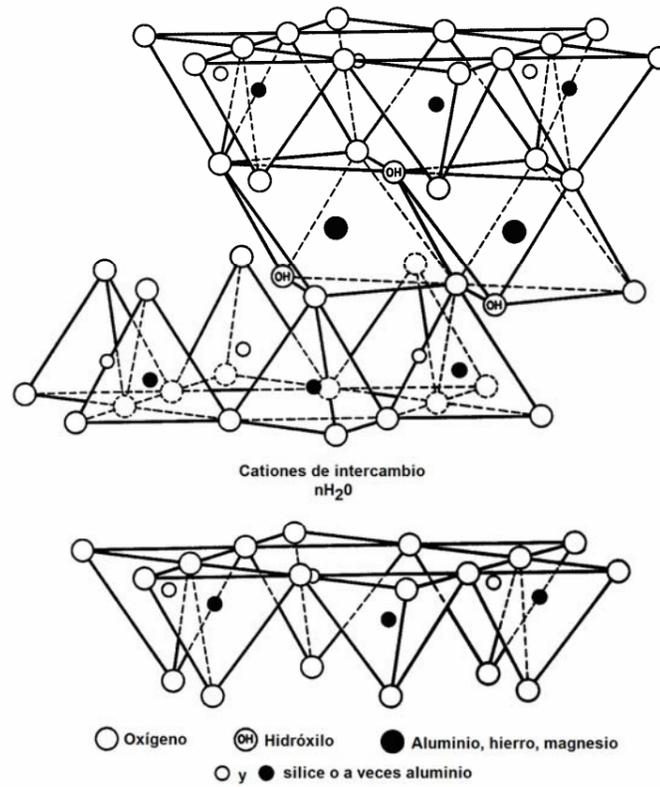


Fig. 2.6 Estructura química de la montmorilonita.

La partícula de montmorilonita tendría sus enlaces satisfechos si el centro de todos los tetraedros estuviesen ocupados por silicio y el de todos los octaedros por aluminio, sin embargo siempre existe una cierta proporción de átomos de silicio (tetavalente) sustituidos por aluminio (trivalente), en los elementos tetraédricos, y otra cierta cantidad de átomos de aluminio (trivalente) sustituidos por magnesio, hierro, etc. (bivalentes), en los elementos octaédricos. Debido a ello, existe una deficiencia de cargas positivas en la estructura, la cual es balanceada por medio de la adsorción de cationes de las soluciones. Estos cationes se sitúan entre las unidades fundamentales y alrededor de los bordes, y pueden ser sustituidos con facilidad por otros, por lo cual reciben el nombre de "cationes de intercambio".

Grupo de la illita: La illita tiene una estructura similar a la de las esmectitas, aunque sus deficiencias de carga son equilibradas casi en su totalidad por átomos de potasio no intercambiables, situados entre las diversas unidades estructurales. Por tanto, la estructura de la illita no es expansiva, no admitiendo la entrada de agua entre láminas.

En gran parte, se supone que la illita proviene de un proceso de illitización de las montmorilonitas, conforme al cual los sedimentos montmoriloníticos antiguos fueron fijando potasio entre sus láminas. Esta circunstancia sería la causa de la deficiencia de potasio en los océanos, ya que la razón entre el contenido de este metal y el sodio en el agua de mar, es varias veces inferior a la razón que existe en las rocas de la corteza terrestre, para esto hay que recordar que la illita es la especie mineralógica de arcilla más abundante en el mundo.

Las representaciones esquemáticas son muy útiles para formular diagramas simplificados de las estructuras o de los diferentes grupos de minerales arcillosos. En la figura 2.7 se

ilustra la manera en que los átomos están unidos en elementos tetraédricos y octaédricos, seguidos de la formación de las capas, y de su apilamiento para formar estructuras que se combinarán para producir los diferentes grupos de minerales arcillosos. En ella, las estructuras básicas que se encuentran al fondo, comprenden a los diferentes tipos de minerales arcillosos preponderantes en los suelos.

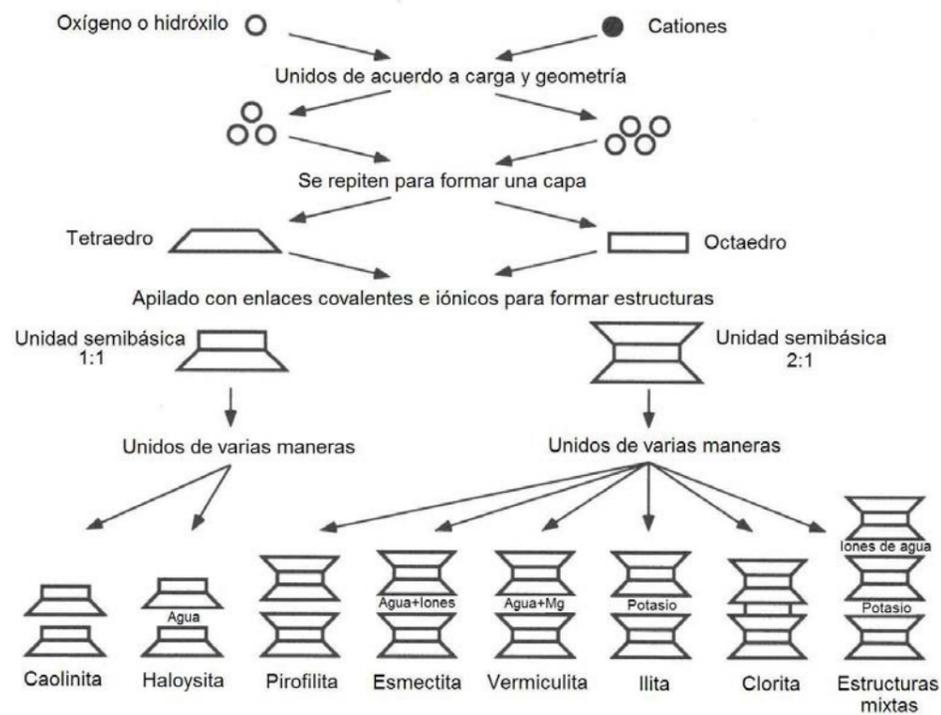


Fig. 2.7 Síntesis de patrones de los minerales de arcilla.

2.6 Enlaces interatómicos.

Es común que solo exista una capa de elementos tetraédricos y octaédricos, con enlaces muy fuertes entre átomos, del tipo primario, mientras que los enlaces entre capas pueden ser de varios tipos, pudiendo ser lo suficientemente débiles como para que el comportamiento físico y químico de la arcilla sea influenciado por la respuesta de estos enlaces a los cambios medioambientales. Para entender correctamente como intervienen los enlaces interatómicos en el comportamiento de los minerales arcillosos, primero debemos conocerlos:

Enlaces interatómicos primarios: Los enlaces primarios o de alta energía mantienen juntos a los átomos de los cristales. Solo los electrones de valencia participan en su formación.

- **Enlaces covalentes:** Si dos átomos carecen de uno o más electrones en su orbita exterior, pueden combinarse a fin de compartir electrones, así, uno o más electrones son compartidos por dos núcleos atómicos, completando la orbita exterior de cada átomo ($H\cdot + \cdot H = H:H$).
- **Enlaces iónicos:** Se forman entre los iones libres cargados positiva y negativamente, los cuales adquieren su carga de ganar o perder electrones en su órbita exterior. Por

ejemplo, si un átomo de sodio que tiene un solo electrón en su órbita exterior, está en posición de combinarse con un átomo de cloro que tiene siete electrones en su órbita exterior, el átomo de sodio perderá su electrón en vez de ganar a siete electrones. Para que se forme un compuesto estable, la combinación química envuelve la pérdida del electrón por parte del átomo de sodio, y la ganancia del electrón por parte del átomo de cloro, lo que deja al sodio en estado de carga eléctrica unitaria positiva (catión) y al cloro en estado de carga eléctrica unitaria negativa (anión). Así, los átomos que han ganado y perdido electrones de esta manera son llamados iones, y las fuerzas que los unen son llamados enlaces iónicos. Este proceso usualmente es representado por la notación $\text{Na} + \text{Cl} = \text{Na}^+ \text{Cl}^-$

Por tanto, cuando los iones están cargados eléctricamente desarrollan fuertes atracciones y repulsiones eléctricas, con lo que cada catión atrae a todos sus vecinos aniones. Cabe destacar que como los enlaces iónicos causan una separación entre los centros de carga positiva y negativa de las moléculas, éstas se orientarán en un cuerpo eléctrico, formando un dipolo.

Los enlaces covalente e iónicos puros son difíciles de encontrar, aunque sus combinaciones son típicos en la mayoría de los suelos, por ejemplo, en los silicatos (los constituyentes más abundantes de los suelos) los enlaces interatómicos son aproximadamente la mitad iónicos y la mitad covalentes.

Enlaces interatómicos secundarios: Los enlaces secundarios o débiles ligan a las moléculas, por tanto son fuerzas intermoleculares o interparticulares. Son relativamente débiles si se les compara con los enlaces iónicos y covalentes, aunque pueden ser lo suficientemente fuertes como para determinar el arreglo final de los átomos en un suelo, además pueden ser la fuente de atracción entre partículas muy pequeñas, y partículas de sólidos y líquidos.

- **Enlaces de hidrógeno:** Si un ion de hidrógeno forma el extremo positivo de un dipolo, entonces se le llama enlace de hidrógeno a la atracción que ejerce hacia el extremo negativo de una molécula adyacente.
Por tanto, la combinación de un anión de oxígeno con un catión de hidrógeno genera un ión hidróxilo, el cual se puede unir a otro anión de oxígeno para formar un enlace ligeramente débil (el catión de hidrógeno conecta a los dos aniones de oxígeno con una liga débil). Ocasionalmente dos o más unidades hidróxilo pueden existir de manera cercana, pero con la posición atómica inversa, así, bajo estas circunstancias se puede llegar a formar un enlace relativamente débil entre los enlaces positivos y negativos adyacentes. Ambos enlaces pueden ocurrir entre las capas vecinas de un cristal mineral, generándose una conexión relativamente débil sujeta al subsecuente clivaje.
- **Enlaces Van der Waals:** Son enlaces dipolares fluctuantes, ya que como resultado del movimiento de los electrones alrededor de las órbitas de los átomos, en cualquier momento pueden haber más electrones de un lado de los núcleos atómicos que de los otros, lo cual tiende a crear dipolos instantáneos débiles (campos eléctricos asociados), cuyos extremos cargados opuestamente atraen a otros dipolos (moléculas).

El hecho de que los enlaces interatómicos en las partículas de suelo sean fuertes (del tipo primario), mientras que los enlaces entre las partículas de suelo usualmente son débiles (del tipo secundario), nos dice que las partículas son fuertes en comparación con los grupos de partículas. Por tanto, en la mayoría de las situaciones, las masas de suelo se comportan como uniones de partículas en las que los procesos de deformación están

dominados por los desplazamientos entre partículas y no por las deformaciones de las partículas. Así, los tipos de enlaces entre las capas de los minerales arcillosos, asociadas a las propiedades de adsorción de las superficies de las partículas, controlan las expansiones del suelo.

2.7 Intercambio catiónico.

Las sustituciones isomórficas en los minerales de arcilla, le dan a las partículas una carga eléctrica negativa. A fin de preservar su neutralidad, los minerales de arcilla tienen la propiedad de adsorber y retener cationes, muchos de los cuales son "cationes intercambiables", ya que pueden ser reemplazados por cationes de otro tipo. La causa principal de la sustitución de cationes, es la presencia de otros cationes cuya afinidad con la partícula sea predominante.

Los cationes intercambiables son atraídos, y mantenidos entre las capas y alrededor de la estructura del mineral arcilloso, sin que las reacciones de intercambio afecten a la estructura del mineral. En general, los cationes intercambiables más comunes son los de *Ca*, *Mg*, *H*, *K*, *NH₄*, y *Na*, en el orden frecuente de abundancia relativa. Por ejemplo, un catión de sodio (*Na*) es fácilmente atraído a la superficie de una arcilla a partir de una solución salina, pero este ión puede ser reemplazado por un ión de potasio (*K*), si la arcilla fuese colocada en una solución de cloruro de potasio. Este proceso de reemplazamiento de cationes en exceso es el llamado "intercambio catiónico".

Por tanto, la capacidad de intercambio catiónico (*CEC*) de un mineral describe su aptitud para adsorber cationes, siendo la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede adsorber a un determinado *pH* (cuando se aumenta el *pH* de un líquido, también se aumenta su capacidad de intercambio catiónico). Específicamente, la *CEC* se define como la carga o atracción eléctrica hacia los cationes por unidad de masa, midiéndose en miliequivalentes por cada 100 gr de suelo seco. Esta propiedad de los minerales arcillosos puede ser determinada mediante el lavado de la muestra en una solución salina, midiendo la diferencia entre las concentraciones iniciales y finales de la solución de lavado. La tabla siguiente nos resume la capacidad de intercambio catiónico de algunos minerales arcillosos:

	Caolinita	Ilita	Montmorilonita
Espesor de la partícula	0.5 - 2 micras	0.003 - 0.1 micras	< 9.5 Å
Diámetro de la partícula	0.5 - 4 micras	0.5 - 10 micras	0.05 - 10 micras
Superficie específica (m ² /gr)	10 - 20	65 - 180	50 - 840
CEC (miliequivalentes / 100 gr)	3 - 15	10 - 40	70 - 80

Tabla 2.2 Capacidad de intercambio catiónico de algunos minerales arcillosos.

De ella, podemos observar que las montmorilonitas son 10 veces más activas que las caolinitas en adsorber cationes, debido a su mayor red de cargas negativas y a su mayor superficie específica. Mientras, en la tabla 2.3 se puede observar como varía la plasticidad de diversos minerales arcillosos (indicativa de sus características de expansión) según los cationes de intercambio a que sea sometido.

Tal como se verá más adelante, un mayor índice de plasticidad del suelo indica una mayor capacidad de expansión de éste. Por tanto, cuando el catión interlamina presente en las montmorilonitas es el sodio (*Na*), estas tendrán una mayor capacidad de expansión que cuando el catión de intercambio presente es el calcio (*Ca*) o el magnesio (*Mg*).

Mineral \ Cation	Na		K		Ca		Mg	
	LL	IP	LL	IP	LL	IP	LL	IP
Caolinita	29	1	35	7	34	8	39	11
Ilita	61	27	81	38	90	50	83	44
Montmorilonita	344	251	161	104	166	101	158	99

Tabla 2.3. Variación del LL e IP de algunos minerales de arcilla según los cationes de intercambio que se utilicen.

2.8 Succión osmótica.

Sistema de la doble capa difusa: Las cargas negativas de los átomos de oxígeno existentes en las partículas cristalinas de arcilla, crean en la superficie del cristal un campo eléctrico con el cual las moléculas de agua vecinas se ionizan, de tal manera que los iones positivos de hidrógeno del agua y los cationes que pudiera estar en disolución resultan atraídos hacia el cristal. Así, la concentración de iones positivos en la periferia del cristal debe estar balanceada con un igual número de iones negativos en el fluido, para que el agua permanezca eléctricamente neutra.

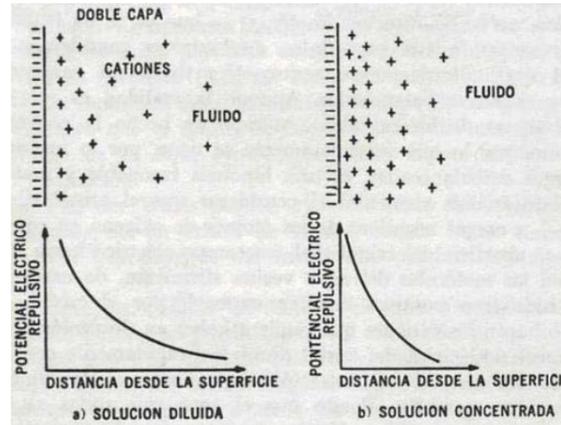


Fig. 2.8 Formación de la doble capa en torno a un cristal de arcilla sumergido en agua.

Puesto que la atracción eléctrica del cristal disminuye rápidamente con la distancia, la concentración de cationes en la periferia del cristal también lo hará. Por tanto, la atmósfera de cationes más cercanos (fuertemente unidos al cristal por vínculos eléctricos), y el grupo de cationes ligeramente más desvinculados (debido a su mayor lejanía a la superficie de la partícula), suelen considerarse como dos estratos, de tal manera que al sistema en conjunto es denominado "el sistema de la doble capa difusa".

La alta concentración de cationes cercana a la superficie de la partícula, crea una fuerza de repulsión entre los sistemas de la doble capa difusa. Por tanto, la solución entre capas tiene una mayor concentración de electrolitos disueltos que la solución externa, lo que nos lleva a una subsecuente entrada de agua por ósmosis.

Si tomamos en cuenta que la adsorción de agua en el espacio interlaminar depende del balance entre la atracción electrostática catión - lámina y de la energía de hidratación del catión, resulta que el principio básico de la estabilización de los suelos expansivos es el incremento de la concentración iónica en el agua libre, ya que al aumentarse la concentración iónica de ésta se reduce el efecto de la entrada de agua por ósmosis, origen de las expansiones en el suelo.

Succión osmótica: La ósmosis es el paso de un solvente a través de una membrana semipermeable, de una solución de menor concentración a una de mayor concentración, y la succión osmótica es la presión que debe ser aplicada a la solución a fin de prevenir ese flujo.

La succión osmótica puede tomar lugar en el sistema suelo - agua, ya que al existir el sistema de la doble capa difusa en el suelo, las fuerzas atractivas evitan que los iones se alejen del sistema, aunque el agua es capaz de moverse y diluir a las concentraciones, alcanzándose un efecto similar al de una membrana semipermeable. Por tanto, la succión osmótica es el equivalente a la presión de repulsión resultante entre los sistemas de la doble capa difusa.

Las investigaciones sugieren que la succión osmótica es la responsable del mecanismo de expansión de los suelos, y de hecho G. H. Bolt (1956) sugiere que las succiones osmóticas de los sistemas pueden alcanzar valores de entre 50 y 100 kg/cm². Por tanto, no es de sorprender que las presiones de expansión de algunas arcillas alcancen valores de más de 25 kg/cm².

Basados en la teoría de que la succión osmótica es la única presión interna actuante entre las partículas, podemos observar lo siguiente: Si se somete el suelo a una presión externa, la distancia entre partículas disminuirá y el agua será expulsada, como resultado la concentración de iones entre las partículas se incrementará, al igual que la succión osmótica (el equilibrio será alcanzado cuando la succión osmótica sea igual a la presión externa). El proceso inverso ocurre si se disminuye la presión externa, con lo que la distancia entre las partículas se incrementará, resultando en un incremento de volumen y en una reducción de la succión osmótica (en este proceso, la adsorción de agua será la causa más importante de las expansiones).

2.9 Identificación de los minerales arcillosos.

El conocimiento de la composición mineralógica de los suelos puede ser de gran ayuda para entender sus propiedades y comportamientos. De hecho, el potencial de expansión de una arcilla puede ser evaluado a partir de la identificación de sus constituyentes mineralógicos.

Si bien la presencia de un mineral arcilloso en un suelo puede ser determinado mediante métodos indirectos, como por ejemplo el posicionamiento del suelo en la carta de plasticidad, existen determinadas circunstancias bajo las cuales puede ser interesante reconocer al mineral con seguridad, para lo cual recurrimos a los métodos directos.

A continuación se presenta una breve explicación de los métodos directos más usuales para la identificación de la composición mineralógica de la fracción arcillosa de un suelo, recordando que generalmente no es necesario realizar pruebas exhaustivas tanto químicas como mineralógicas, ya que para la mayoría de las aplicaciones de ingeniería no es necesaria mayor exactitud.

Difracción de rayos X: Es el método más ampliamente usado para la identificación de los minerales arcillosos en un suelo y para el estudio de sus estructuras. Se usa para determinar la proporción de los minerales presentes en la arcilla mediante comparación de la intensidad de las líneas de difracción de los diferentes minerales con las de las sustancias estándar, o sea que hace un análisis semicuantitativo a partir del conocimiento de la intensidad relativa de los diferentes máximos de difracción con rayos X (los rayos X son solo uno de varios tipos de ondas en el espectro electromagnético, con longitudes de onda de entre 0.01 y 100 Angstroms).

Análisis térmico diferencial: Se usa en materiales que cambian sus características al ser sometidos a un aumento de temperatura, aunque su uso para la identificación de suelos expansivos no siempre da resultados muy precisos. Así, cuando un suelo es calentado, ocurren diversas reacciones químicas a determinadas temperaturas características para cada mineral arcilloso. Estas reacciones pueden ser debidas a cambios de fases o de estructura, o a la pérdida de agua, y según el tipo de reacción habrá una disminución o un aumento de la temperatura en el suelo.

El aparato que se emplea para el análisis consiste en un bloque de níquel con dos orificios. En uno de ellos se coloca la muestra de suelo que se va a analizar, y en el otro se coloca un material refractario inerte. Posteriormente, se les insertan pares termoelectrónicos a fin de obtener las temperaturas de los materiales colocados. El bloque de níquel es colocado en una estufa cuya temperatura aumentará automáticamente a razón de 10 a 15°C/minuto, obteniendo el registro automáticamente en forma de gráficos (en ellos figurará la temperatura del suelo y del material inerte). Para cada mineral arcilloso se obtiene un gráfico determinado, con picos y cimas a temperaturas características, de este modo la composición de un suelo se puede encontrar estudiando estos gráficos.

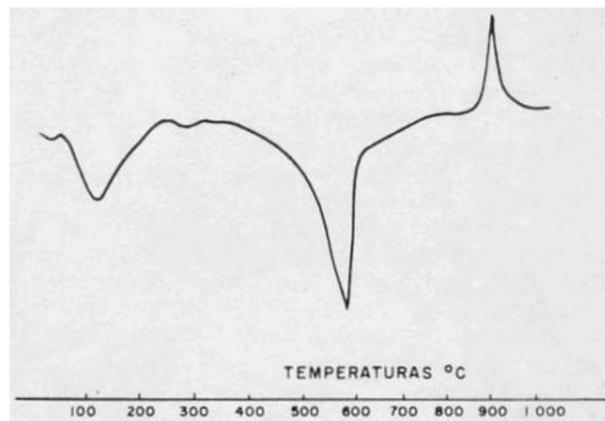


Fig. 2.9 Análisis térmico diferencial de una arcilla.

Microscopio electrónico: Obtiene la forma, tamaño y estructura de las partículas de un determinado mineral arcillosos, a través de una dispersión de los electrodos que atraviesan al mineral, aunque cabe destacar que solo se aplica a partículas cuyo tamaño y distancia es algo mayor a la longitud de onda de la radiación. Este método ofrece una observación directa del material, y su propósito fundamental es la examinación de la composición mineralógica, textura y estructura interna de la arcilla, ya que dos minerales de arcilla pueden arrojar un mismo patrón de rayos X y una misma curva térmica diferencial, pero siempre mostrarán distintas características morfológicas bajo el microscopio electrónico (en él se puede observar que las arcillas no expansivas aparecen como láminas gruesas, mientras las montmorilonitas aparecen con pliegues y una textura panaloide).

El microscopio electrónico, en especial el de barrido, no deja duda alguna respecto a la identificación de las partículas que contemplamos, aunque su campo de acción es tan pequeño que no permite un juicio seguro respecto al conjunto, debido a que los suelos casi siempre presentan mezclas de diversas especies.

Adsorción de colorantes: Hace uso de tintes y agentes que exhiben características de color cuando son adsorbidos por los minerales arcillosos. Por ejemplo, cuando una

muestra ha sido tratada con ácido, el color adoptado por el tinte dependerá de la capacidad de intercambio catiónico de los minerales de arcilla presentes.

La relativa sencillez y velocidad de ésta prueba, comparada con la difracción de rayos X y con el análisis térmico diferencial, justifican ampliamente su aplicación. Además, la presencia de montmorilonita puede ser detectada si su cantidad es mayor a un 5 o 10 por ciento.

RESUMEN.

Los minerales arcillosos expansivos se derivan de la roca madre por intemperismo químico de materiales tales como feldespatos, micas, calizas, minerales ferromagnesianos y vidrios volcánicos. El escenario necesario para su formación es una desintegración extrema, una alta hidratación y una disolución restringida (ambiente alcalino con carencia de lixiviación), lo que provoca que los suelos potencialmente expansivos usualmente se encuentren en las regiones semiáridas de las zonas de clima tropical y templado, en las cuales la evapotranspiración comúnmente excede a la precipitación.

En general, las uniones entre unidades estructurales de las esmectitas (montmorilonita) se deben a las fuerzas de Van der Waals y a los cationes presentes para balancear sus deficiencias de carga. Debido a que estas fuerzas son débiles, las unidades estructurales pueden ser fácilmente separadas por la adsorción de agua u otros líquidos polares, ocasionando la expansión de la partícula en el sentido perpendicular a sus capas.

Todo parece indicar que la succión osmótica es la responsable del mecanismo de expansión de los suelos. Esta toma lugar en el sistema suelo – agua debido a la existencia de la doble capa difusa, la cual evita que los iones del agua se alejen de la partícula de arcilla, pero no que el agua se mueva y diluya sus concentraciones, provocando la expansión del suelo a través de la entrada de agua por ósmosis. Así, si tomamos en cuenta que la adsorción de agua en el espacio interlaminar de las partículas depende del balance entre la atracción electrostática catión - lámina y de la energía de hidratación del catión, podemos entender que el principio básico de la estabilización de los suelos expansivos es el incremento de la concentración iónica en el agua libre, a fin de reducir el efecto de la entrada de agua por ósmosis.

CONCLUSION.

Los suelos potencialmente expansivos han demostrado ser un problema a nivel mundial, debido a las pérdidas económicas que provocan y a que pueden ser encontrados en casi cualquier parte del mundo, abundando en los lugares donde la evapotranspiración anual exceda a la precipitación.

En general, 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 de las 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.

Si bien las arcillas se expanden o contraen en respuesta a los cambios de las fuerzas que actúan sobre sus partículas, todo apunta a que la succión osmótica es la principal responsable del mecanismo de expansión de los suelos.

Capítulo 3: COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.

3.1 Condiciones para que un suelo sea expansivo.

Básicamente son dos las condiciones que deben cumplirse para que un suelo sea expansivo:

1. El suelo debe contener un mineral arcilloso que manifieste cambios de volumen al ser sometido a cambios en su contenido de humedad.
2. El suelo debe estar en condiciones de secado durante por lo menos parte de los ciclos estacionales.

Además, para tener un efecto ingenieril significativo, el estrato que contiene al mineral arcilloso expansivo debe poseer un espesor suficiente como para crear movimientos notables.

3.2 Factores que afectan la expansión del suelo.

El potencial de expansión de los suelos depende de muchos factores, algunos de los más importantes son:

Tipo y cantidad del mineral arcilloso expansivo presente: Se ha comprobado que los problemas más graves de expansión, ocurren en los suelos con un alto contenido montmorilonítico.

Sobrecarga (KPa)	Potencial de expansión (%)		
	Caolinita	Ilita	Montmorilonita
9.60	Insignificante	350	1500
19.10	Insignificante	150	350

Tabla 3.1 Potencial de expansión de los minerales puros de arcilla.

Si bien una montmorilonita pura puede expandirse más de 15 veces su volumen original, es difícil encontrarla en ese estado, por lo que típicamente no se expandirá más de un 35 o un 50 % de su volumen. Cabe destacar que existen dos tipos de arcillas montmoriloníticas: la montmorilonita cálcica y la montmorilonita sódica (bentonita). Esta última mucho más expansiva que la primera, aunque menos común.

Espesor del estrato: Si un estrato expansivo posee un espesor muy delgado (generalmente menor de 60 cms), es factible esperar un daño relativamente pequeño a las estructuras. Cabe destacar que el espesor del estrato esta limitado por la profundidad del NAF, ya que se espera que debajo de él no existan variaciones de humedad. Por tanto, rara vez se presentan daños a las estructuras desplantadas sobre suelos expansivos con un NAF a distancias muy cortas del desplante de la cimentación.

Permeabilidad y tiempo: Puesto que las arcillas con un potencial de expansión muy alto tienden a poseer permeabilidades extremadamente bajas, es posible que requieran de una cantidad de tiempo considerable para que lleven a cabo la totalidad de sus expansiones (semanas o incluso años). Por tanto, es probable que las arcillas con un potencial de expansión menor, pero con una mayor permeabilidad, lleguen a expandirse más durante una estación que las propias arcillas más altamente expansivas. Aunque se debe señalar

que la presencia de fisuras (tales como las grietas de desecación) y de lentes de arena y grava en el suelo, pueden hacer que el agua fluya más fácilmente, acelerando el proceso de humedecimiento y expansión del suelo.

Humedad inicial: Un suelo inicialmente húmedo posee un menor potencial de expansión que uno inicialmente seco (misma densidad seca), aunque su presión de expansión permanece prácticamente constante, debido a la relación existente entre el contenido de humedad del suelo y su succión. Por tanto, si elevamos el contenido de humedad inicial de un suelo, reduciremos significativamente su cambio potencial de volumen.

En general, las arcillas muy secas, usualmente con contenidos de humedad menores al 15 por ciento, fácilmente pueden adsorber humedad hasta alcanzar valores de alrededor de un 35 por ciento, provocando daños muy severos a las estructuras. Por el contrario, las arcillas con contenidos de humedad relativamente altos, de alrededor de un 30 por ciento, indican que la mayoría de las expansiones ya han tenido lugar, con lo que se puede esperar que las expansiones posteriores sean relativamente pequeñas. A fin de tener una idea de las humedades que se pueden llegar a tener bajo las estructuras, McDowell (1956) propuso un valor mínimo de $0.2W_L + 9\%$ en el contenido de humedad de equilibrio de las subrasantes para carreteras, el cual presumiblemente también puede ser aplicado a otro tipo de estructuras con cimentaciones superficiales.

Profundidad de la zona activa: Un criterio muy importante en la evaluación de los problemas debidos a los suelos expansivos, es el de la profundidad de la zona activa, la cual es considerada como la profundidad máxima de fluctuación en el contenido de humedad del suelo. Presumiblemente, debajo de esa profundidad se tendrá un contenido de humedad razonablemente constante, por lo que el suelo ya no estará sujeto a expansiones. El grave problema que presenta este criterio es el de la dificultad para determinar el valor de esa profundidad en un sitio dado, ya que por ejemplo, las arcillas que se encuentran más ampliamente fisuradas debido a la desecación, usualmente poseen zonas activas más profundas, debido a que esas fisuras ayudan a que el agua de lluvia sea transmitida a profundidades mayores.

Variación de humedad: Si un suelo inicialmente saturado es sometido a los efectos de la evaporación superficial, el agua cercana a su superficie trabajará a tensión, con lo que la distribución de presiones no será la hidrostática sino la correspondiente a un flujo ascendente. Por tanto, el punto de presión nulo (NAF) será abatido, con lo que a la costra superficial parcialmente saturada se le considerará como un suelo desecado (suelo que ha sufrido contracciones debido al incremento de esfuerzos efectivos, producto de las tensiones en el agua). Si bajo estas condiciones se construye una estructura sobre el suelo superficialmente desecado, se suprimirá la evaporación del suelo, lo que provocará que el flujo ascendente tienda a restituir la distribución de presiones hidrostática. Esto disminuirá los esfuerzos efectivos actuantes sobre la masa de suelo, provocando su expansión.

Algo similar ocurre en un suelo expansivo no saturado, ya que la evaporación tiende a limitar la cantidad de humedad que se puede almacenar en su superficie, y a provocar que ésta trabaje a tensión. Esto induce un incremento en los esfuerzos efectivos, lo que ayuda a mantener al suelo en un estado de compresión. Al construir una estructura sobre el suelo expansivo, se eliminan las fuerzas de evaporación, lo que aumenta su capacidad de almacenamiento de agua y disminuye el trabajo a tensión de ésta. Esto provoca una disminución en los esfuerzos efectivos, y la consecuente expansión del suelo.

Kraynski (1967) explicó como varía el contenido de humedad de un suelo homogéneo a través de su profundidad, haciendo uso de la figura 3.1.

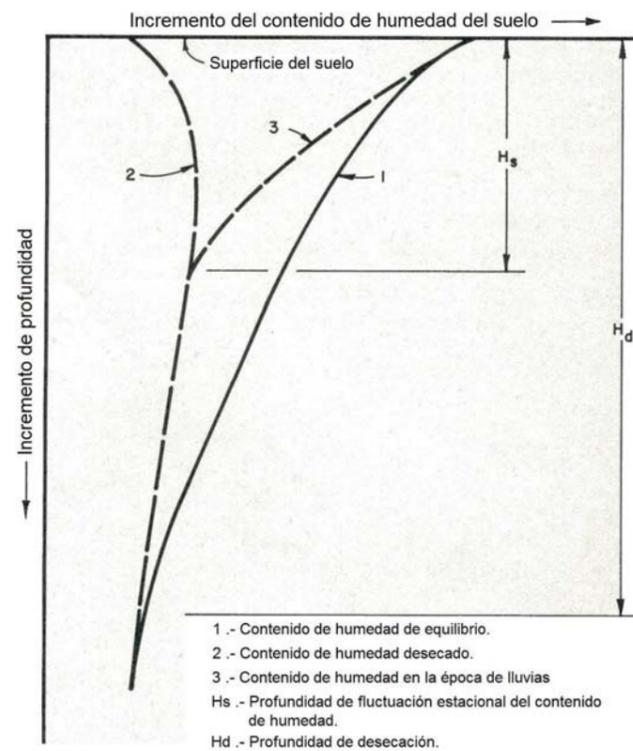


Fig. 3.1 Variación del contenido de humedad con la profundidad bajo la superficie del suelo.

- Curva 1:** Representa el perfil de humedad de un área cubierta en equilibrio, sin pérdida o ganancia de humedad con la atmósfera. Note como el contenido de humedad decrece con la profundidad.
- Curva 2:** Representa un área natural no cubierta, con una pérdida de humedad por evaporación en su superficie. Note como la influencia de la evaporación decrece con la profundidad.
- H_d :** Es la profundidad de desecación o profundidad de la zona activa, la cual representa el espesor total de suelo con un potencial de expansión por deficiencia de humedad. El valor de ésta profundidad depende del clima, tipo de suelo y localización del NAF, siendo que su profundidad máxima es la del NAF, y su mínima es la de fluctuación estacional en el contenido de humedad del suelo.
- Curva 3:** Representa el incremento en el contenido de humedad superficial del suelo de la curva 2, debido a las precipitaciones de la temporada de lluvias. Esta curva puede llegar más allá de la curva 1 o más atrás de la curva 2, dependiendo de la cantidad de lluvia que se presente.
- H_s :** Representa la profundidad de fluctuación estacional en el contenido de humedad del suelo. Esta depende de la permeabilidad del suelo y de las condiciones climáticas.

Por tanto, el cambio en el perfil de humedad de un suelo de su condición natural (*curvas 2 y 3*) a la condición cubierta (*curva 1*), es la causa de las expansiones. Cabe destacar que si bien el contenido de humedad bajo el área cubierta se incrementa debido a la migración gravitacional de humedad y a la capilaridad, también puede llevarse a cabo sin la presencia de agua libre, a través de la transferencia termal de vapores. En ella, el vapor de agua a una temperatura mayor que sus alrededores migra hacia las áreas más frías (las cuales generalmente son las áreas cubiertas bajo las estructuras), buscando igualar las

energías termales. Tras condensarse en ellas, provee de humedad suficiente al suelo para expandirse.

Clima: Los suelos de climas húmedos generalmente se encuentran húmedos y con tendencias a permanecer así durante todo el año, debido a que sus periodos de mayor evapotranspiración (verano) usualmente coinciden con los de mayor lluvia. Por tanto, tienden a presentar expansiones pequeñas, aunque se han llegado a reportar problemas graves cuando se han tenido periodos prolongados de sequía.

Los mayores problemas de expansión se presentan en las áreas áridas, semiáridas y monzónicas, debido a que la distribución estacional de sus precipitaciones y evapotranspiraciones tiende a causar amplias fluctuaciones en el contenido de humedad del suelo. Así, puesto que la mayoría de sus precipitaciones ocurren durante el invierno y la primavera (cuando los rangos de evapotranspiración son bajos), y puesto que la precipitación es mínima durante el verano (cuando la evapotranspiración es máxima), estos suelos tienden a expandirse en el invierno y a contraerse en el verano.

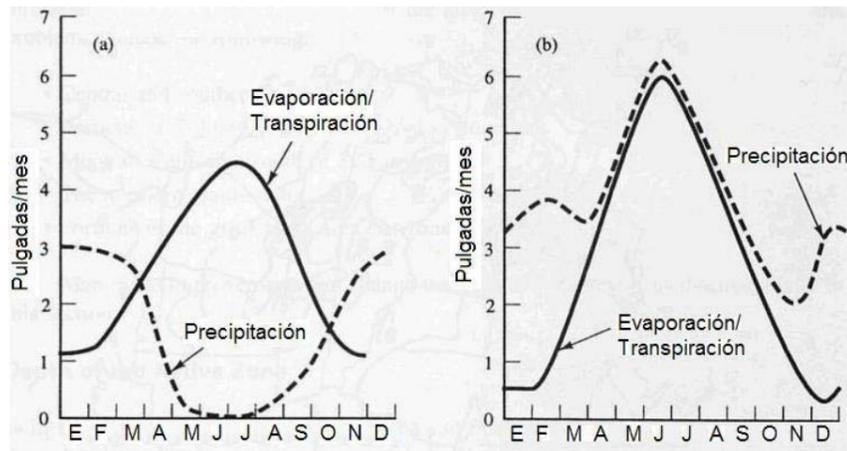


Fig. 3.2 Distribución de la precipitación y evapotranspiración potencial anual en (a) Los Ángeles, California y (b) Willard, Carolina del Norte. Note como los inviernos húmedos en Los Ángeles, son seguidos por veranos muy secos. En contraste, la precipitación en Willard es mucho mayor, y la mayoría ocurre durante el verano.

El “Índice de Humedad de Thornthwaite” es una función de la diferencia existente entre la precipitación anual y la evapotranspiración potencial (en pulgadas) de un suelo, el cual nos sirve para correlacionar ambos factores con sus efectos sobre los suelos expansivos (la evapotranspiración potencial de un suelo es la cantidad de agua que pudo regresar a la atmósfera mediante evapotranspiración, suponiendo un suministro ilimitado de agua al suelo). Haciendo uso de este índice, Thornthwaite (1948) clasificó a los climas de las distintas regiones tal como se muestran a continuación:

<i>TMI</i>	<i>Tipo de clima</i>
- 60 a - 40	Árido
- 40 a - 20	Semiárido
- 20 a 0	Subhúmedo seco
0 a 20	Subhúmedo húmedo
20 a 100	Húmedo
> 100	Muy húmedo

Tabla 3.2 Clasificación del clima basado en el Índice de Humedad de Thornthwaite (*TMI*).

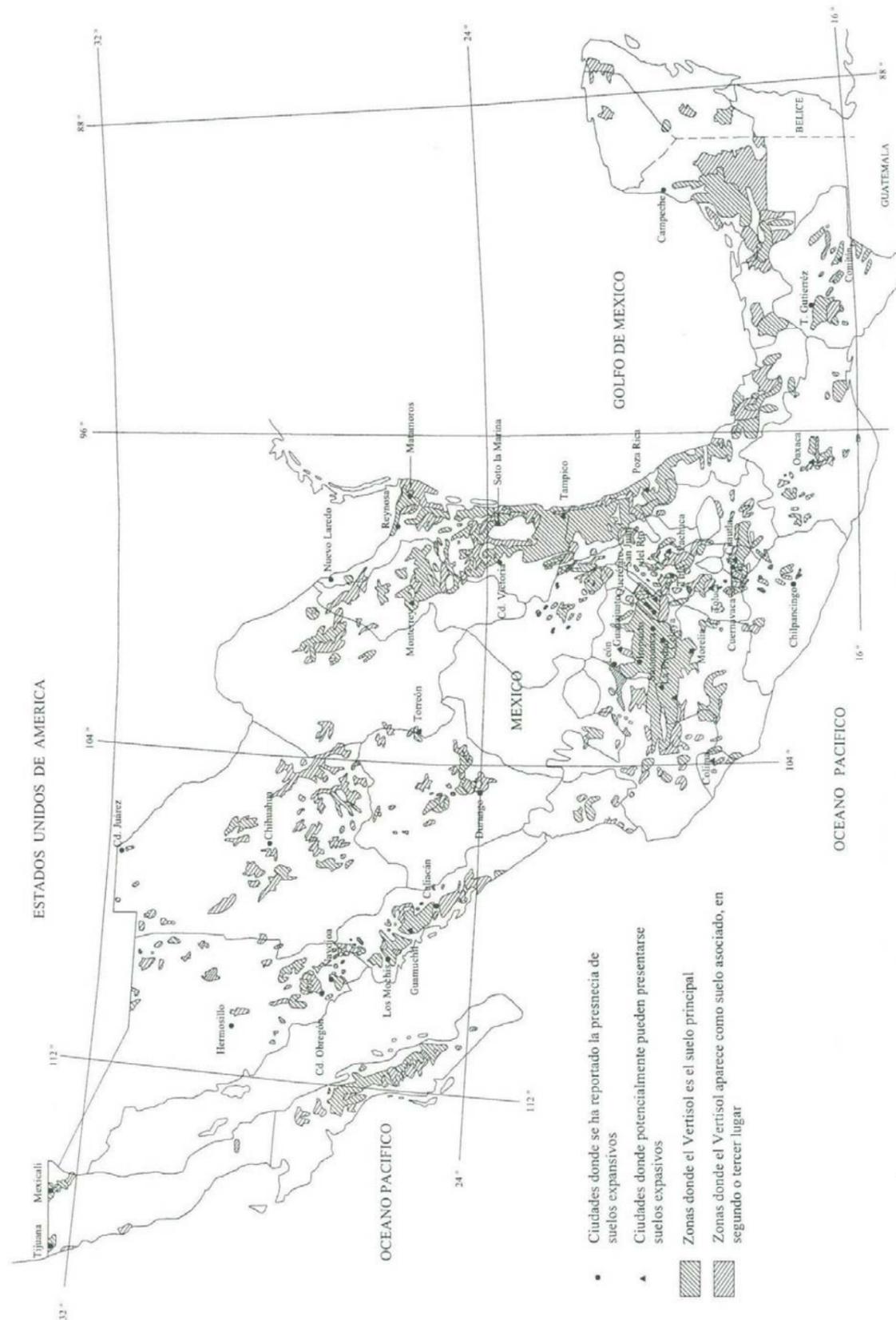


Fig. 3.3 Zonas potenciales de suelos expansivos en la República Mexicana (Zepeda y Castañeda, 1987).

Debido a que los suelos expansivos son más problemáticos en las regiones cuyo contenido de humedad varía a lo largo del año, las regiones con los menores índices de humedad de Thornthwaite deben ser las que presentan los problemas más graves de expansión. De hecho, si se combina la información disponible sobre la distribución del índice de humedad de Thornthwaite y la distribución de los depósitos de suelos expansivos en un área dada, se puede llegar a localizar las zonas más propensas a sufrir daños por expansión. Algo similar fue realizado por Zepeda y Castañeda (1987), al elaborar una zonificación potencial de los suelos expansivos en la república mexicana, tras basarse en los datos obtenidos de la precipitación media anual y de la evaporación potencial media anual de 140 estaciones meteorológicas, y en la distribución geográfica del suelo conocido como vertisol (el vertisol es el principal tipo de suelo expansivo, el cual ocupa cerca del 25% de la superficie del territorio nacional, ya sea como suelo principal o como suelo asociado). Para ello, consideraron que los suelos expansivos son problemáticos en las regiones donde la evaporación excede a la precipitación, con lo que prepararon el mapa de la figura 3.3, el cual muestra las zonas potencialmente afectadas por expansiones estacionales dentro de la república mexicana.

Actividades humanas: Las actividades humanas, en especial las relacionadas a la creación de nuevas construcciones, tienden a cambiar las condiciones de humedad del sitio:

- La remoción de la vegetación termina con la transpiración del suelo.
- La colocación de losas, pavimentos u otros materiales impermeables sobre la superficie del suelo, evita la evaporación y la infiltración directa del agua de lluvia.
- La irrigación de las áreas verdes puede incrementar la humedad del suelo.
- La colocación de árboles o edificios con calefacción puede incrementar la pérdida de humedad por desecación del suelo.

Densidad seca: Las arcillas densas se expanden más y presentan mayores presiones de expansión que sus contrapartes de menor densidad y mismo contenido de humedad inicial (los suelos expansivos con densidades secas superiores a los $1,750 \text{ kg/m}^3$ generalmente exhiben altos potenciales de expansión). Puesto que las densidades secas se reflejan en las resistencias a la penetración estándar, las arcillas expansivas con resistencias superiores a los 15 golpes generalmente poseen altos potenciales de expansión.

Debido a que los mecanismos físicos de las rocas expansivas, tales como lutitas y pizarras, son similares a los de los suelos expansivos, sus presiones y potenciales de expansión generalmente son mayores debido a sus altos pesos unitarios. Aunque cabe destacar que debido a sus bajas permeabilidades, es más difícil que alcancen su potencial de expansión en campo.

Remoldeo: El remoldeo puede hacerlo más expansivo a un suelo, debido a que rompe la cementación existente entre sus partículas, la cual podría absorber grandes cantidades de la presión de expansión.

Sobrecarga: Una sobrecarga moderada puede restringir en mucho al potencial de expansión de un suelo, aunque usualmente se requieren sobrecargas muy grandes para restringirlas totalmente. Por tanto, el permitir una pequeña expansión puede reducir en mucho a la presión de expansión del suelo.

La figura 3.4 ilustra una relación típica entre el potencial de expansión de un suelo, su contenido de humedad inicial, y su presión de sobrecarga.

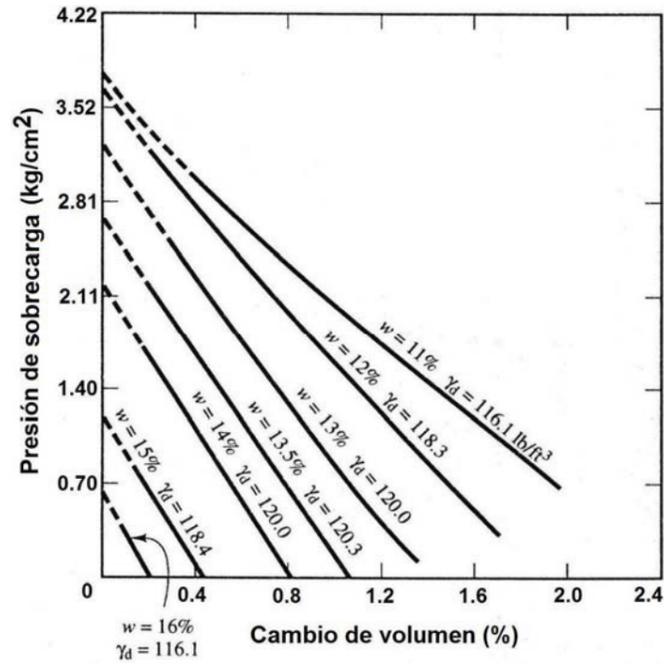


Fig. 3.4 Potencial de expansión en función del contenido de humedad inicial y de la sobrecarga.

Esta relación demuestra porque los pavimentos y las losas apoyadas directamente sobre el suelo son tan susceptibles a los daños por expansión, ya que transmiten una sobrecarga demasiado pequeña al suelo. Además, demuestra que incluso un pequeño incremento en la sobrecarga del suelo, tal como el debido a 30 cms de subbase, podría decrementar significativamente su potencial de expansión. Aunque cabe destacar que el uso de una subbase para este propósito resulta muy controvertido, ya que a pesar de que provee una sobrecarga adicional al suelo, también puede llegar a convertirse en una avenida para el ingreso de agua adicional, lo cual puede resultar aún más perjudicial.

3.3 Efecto de la estructura del suelo en su comportamiento.

Para entender el efecto de la estructura del suelo en su comportamiento, antes debemos entender la influencia que tiene el contenido de humedad de compactación en el arreglo estructural de las partículas arcillosas (Seed y Chan, 1959), para lo cual haremos uso de la figura 3.5.

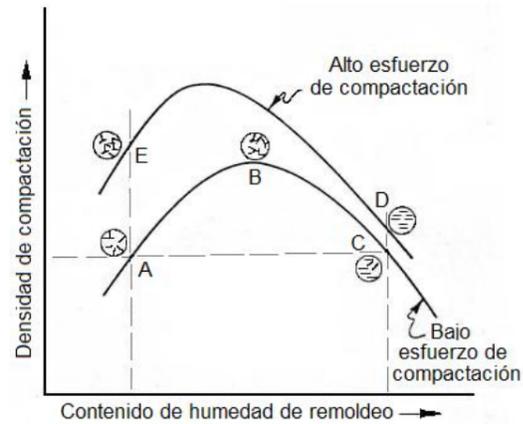


Fig. 3.5 Efecto de la compactación en la estructura del suelo.

Punto A: La pequeña cantidad de agua presente en la muestra, provoca una alta concentración de electrolitos en ella. Esto evita el desarrollo del sistema de la doble capa difusa, lo que provoca una baja repulsión interparticular y una alta tendencia de los coloides a flocular, generándose así un bajo grado de orientación en las partículas del suelo. A este tipo de estructuras se les ha llamado “arreglos floculados” de las partículas de suelo.

Punto B: Un incremento en el contenido de humedad de la muestra causa un decremento en la concentración de electrolitos del agua. Esto a su vez expande al sistema de la doble capa difusa, incrementando la repulsión interparticular, y disminuyendo la floculación de las partículas (se tiene un incremento en el grado de orientación de las partículas del suelo).

Punto C: Un mayor contenido de humedad en la muestra incrementa este efecto, lo que resulta en un mayor grado de orientación de las partículas. A este sistema de partículas paralelas se le ha llamado “sistema disperso” de partículas.

Por tanto, la compactación de un suelo arcilloso a un contenido de humedad menor a su óptimo tiende a producir arreglos floculados de sus partículas, mientras que la compactación de ese mismo suelo a un contenido de humedad mayor a su óptimo tiende a producir arreglos dispersos de sus partículas.

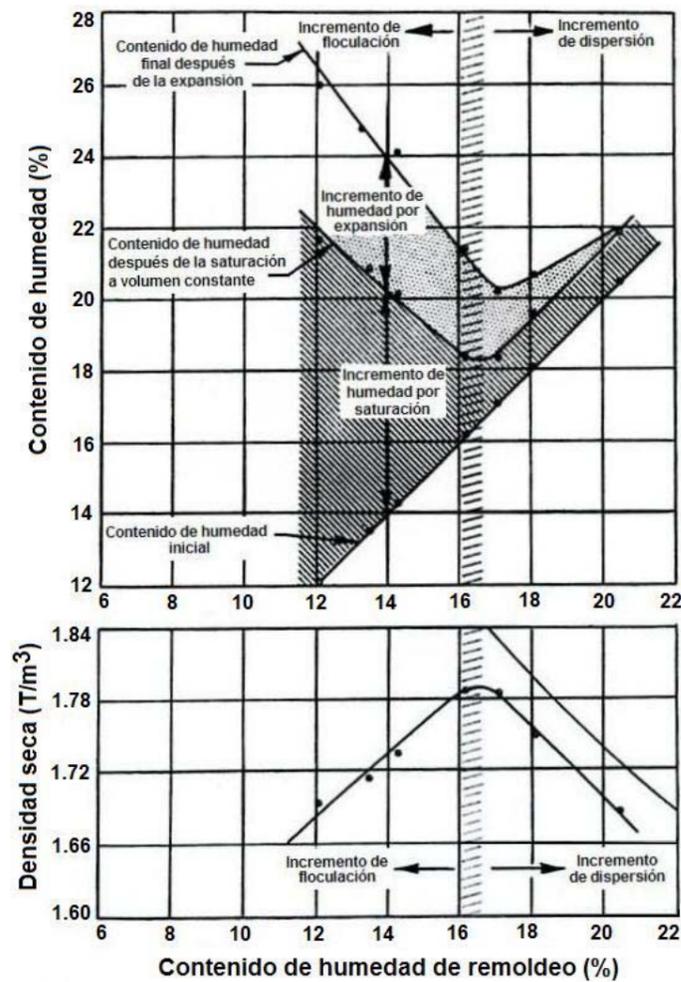


Fig. 3.6 Influencia del contenido de humedad de remoldeo y de la estructura del suelo, en las características de expansión de una arcilla arenosa.

Se ha comprobado que las muestras compactadas a un contenido de humedad menor a su óptimo, exhiben patrones de contracción considerablemente menores y de expansión considerablemente mayores (se expanden a mayores contenidos de humedad y con mayores presiones de expansión) al de sus contrapartes compactadas a la misma densidad, pero con un contenido de humedad mayor a su óptimo (*fig. 3.6*).

Esto puede ser interpretado como una menor tendencia a la contracción y una mayor tendencia a la expansión de las estructuras floculadas, con respecto a las dispersas. Además, la reducción de resistencia en las muestras compactadas, esta asociada a las estructuras más dispersas. Por tanto, si bien la compactación de un suelo arcilloso a un contenido de humedad mayor a su óptimo reduce su potencial de expansión, también provoca una disminución en su resistencia al esfuerzo cortante.

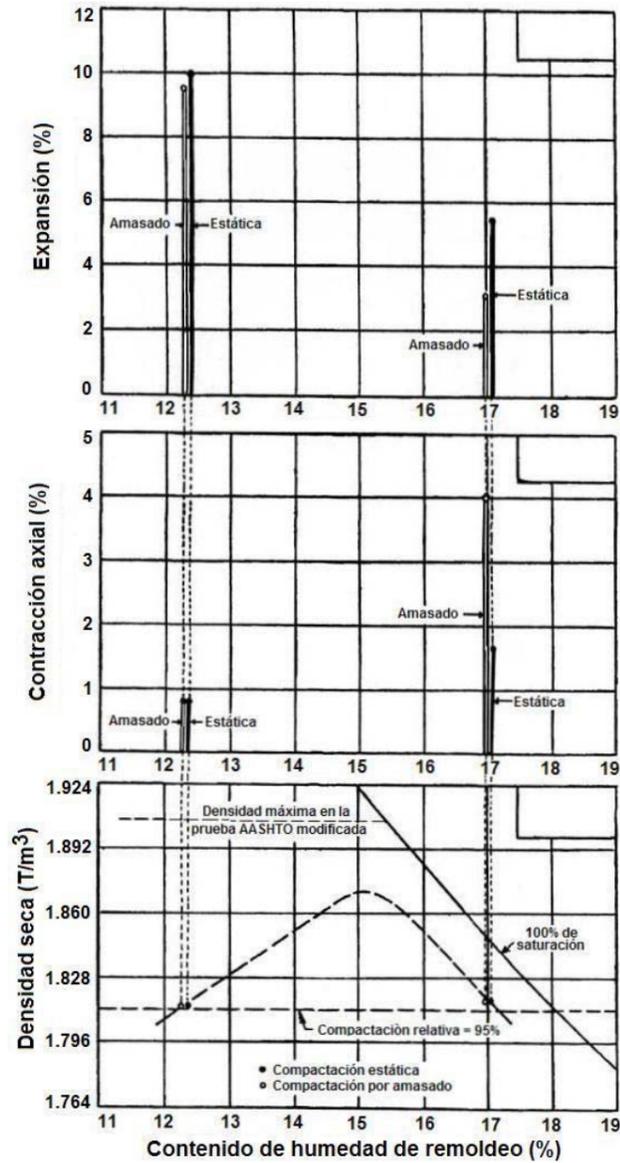


Fig. 3.7 Expansión y contracción de una muestra arcillo arenosa, preparada mediante amasado y compactación estática.

Cabe destacar que existe una influencia considerable del método de compactación en el grado de orientación de las partículas de las muestras compactadas a contenidos de humedad mayores a su óptimo, ya que en ellas, las deformaciones al cortante inducidas durante la compactación producen un mayor grado de dispersión en las partículas del suelo. Por tanto, el grado de orientación de las partículas en estos suelos decrece de acuerdo al siguiente orden de métodos de compactación: amasado, impactos, vibración y estático.

En contraste, en las muestras compactadas a un contenido de humedad menor a su óptimo no se producen deformaciones cortantes apreciables del suelo, sin importar el método de compactación utilizado. Esto provoca que siempre se tengan estructuras floculadas o con muy poca orientación de sus partículas.

Por tanto (fig. 3.7 y 3.8), si bien las muestras compactadas a una misma densidad y a un mismo contenido de humedad por arriba del óptimo, producen propiedades diferentes según el método de compactación utilizado (las muestras compactadas mediante métodos estáticos presentan menores características de contracciones, y mayores características de expansión y de presión de expansión, que las muestras compactadas mediante métodos de amasado), esto no sucede en las muestras compactadas a un mismo contenido de humedad por debajo del óptimo (estas presentan características similares de expansión y de contracción, sin importar el método de compactación utilizado).

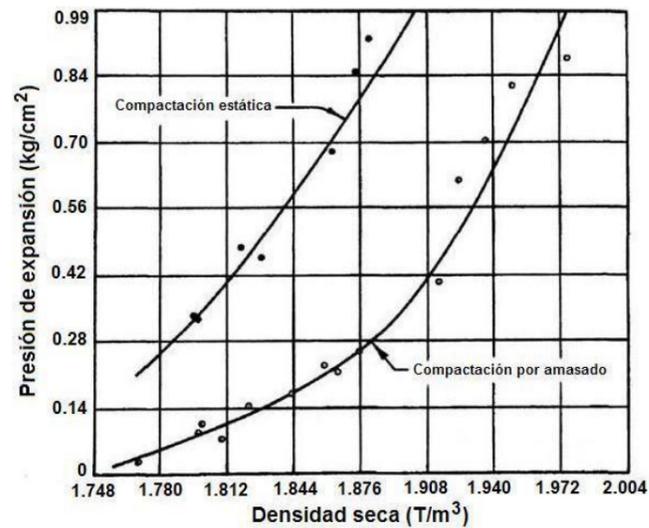


Fig. 3.8 Efecto del método de compactación en la presión de expansión de una muestra arcillo arenosa, compactada a un alto grado de saturación.

3.4 Expansión diferencial.

Las estructuras apoyadas sobre suelos expansivos tienden a sufrir daños más severos cuando estos desarrollan incrementos locales y no generales de humedad. Por tanto, las expansiones diferenciales usualmente son las que gobiernan el diseño de las cimentaciones sobre suelos expansivos.

Si bien las expansiones diferenciales están en función de variables propias del suelo tales como el espesor de los estratos o la no uniformidad de estos, las mayores expansiones diferenciales se presentan cuando se deben a factores relacionados al uso y ocupación de las estructuras (averías en las líneas subterráneas de agua, presencia de superficies de

drenaje ineficientes, etc.), o bien a factores extraños (árboles que absorben demasiada humedad, ciclos estacionales de variación de humedad, etc.).

Teóricamente, la expansión diferencial puede variar desde cero hasta el valor de la expansión total, aunque usualmente solo se desarrolla dentro de un rango de un cuarto y la mitad de esta.

3.5 Comportamiento ante ciclos de expansión y contracción.

Si bien la evaluación del potencial de expansión de un suelo usualmente se lleva a cabo mediante la realización de un solo ciclo de humedecimiento, los suelos en el campo a menudo están sujetos a expansiones y contracciones cíclicas, lo cual tiene una marcada influencia en sus propiedades.

Un estudio realizado (Al Homoud, 1995) sobre muestras alteradas de suelos expansivos sometidas a ciclos de humedecimiento y secado (hasta su contenido de humedad inicial), demostró que el porcentaje de expansión y la presión de expansión siempre es máximo para el ciclo inicial, y que estos van disminuyendo en los ciclos subsecuentes (la reducción es máxima después del primer ciclo). Esta reducción se produce hasta alcanzar un valor casi constante después de un cierto número de ciclos, fenómeno al cual se le ha dado el nombre de "fatiga de expansión".

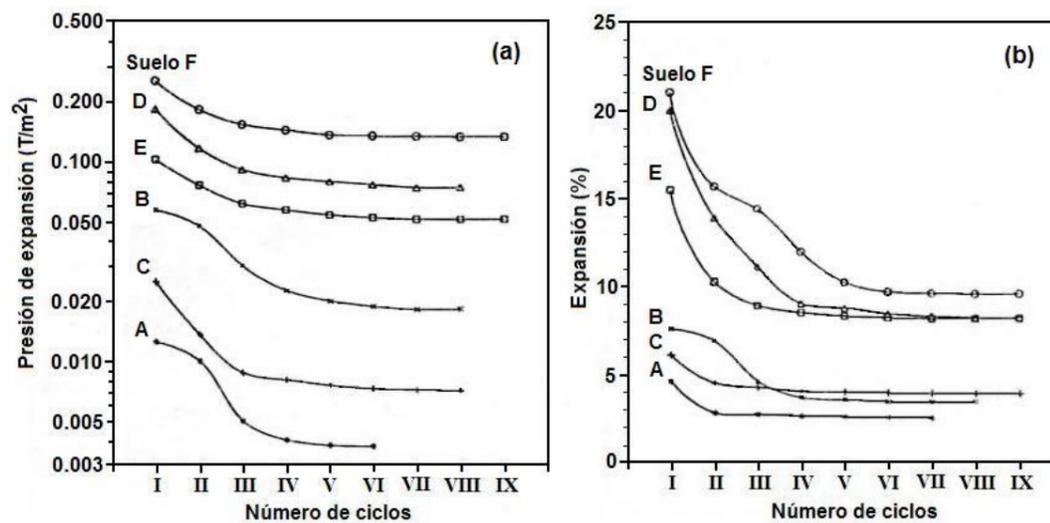


Fig. 3.9 Cambio en la presión de expansión y en el porcentaje de expansión de las muestras A a F, según el ciclo de humedecimiento y secado.

El análisis de la microestructura del suelo (imágenes tomadas con microscopio de barrido electrónico), nos indica que el decremento en las características de expansión del suelo se debe a que su estructura inicialmente floculada (*fig. 3.10.a*) adquiere una cierta orientación estructural después del primer ciclo de humedecimiento y secado (*fig. 3.10.b*), lo que provoca una menor capacidad de adsorción de agua y de expansión, y que ya para el quinto ciclo la estructura del suelo se encuentra mucho más dispersa (*fig. 3.10.c*), asegurando una mucha menor capacidad de adsorción de agua y de expansión.

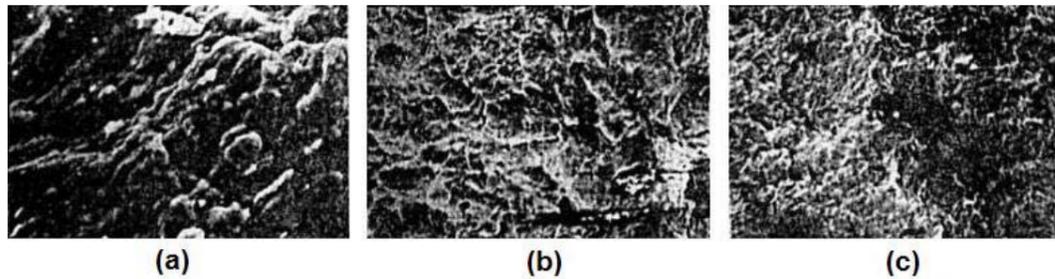


Fig. 3.10 Fotomicrografía mostrando la microestructura del suelo: (a) Muestra inicialmente remoldeada, (b) Después del primer ciclo, (c) Después del quinto ciclo.

3.6 Expansión lateral.

Si bien la expansión de un suelo debe ocurrir primeramente de manera normal a su superficie, debido a que las expansiones laterales son ampliamente inhibidas por los suelos adyacentes, esto puede no ser cierto en los suelos expansivos debido a situaciones tales como la presencia de un amplio fisuramiento en ellos, o la presencia de estos en taludes (ausencia de confinamiento) o en estructuras de retención (desplazamientos debidos a las presiones laterales de expansión). Existen investigaciones que han señalado que algunas muestras inalteradas de arcilla han llegado a presentar expansiones laterales significativas, y que incluso estas pudieran llegar a ser mayores a las expansiones normales a su superficie.

3.7 Contracciones.

En la mayoría de los casos, las contracciones que se presentan alrededor y debajo de las estructuras rara vez les causan daños estructurales. Por tanto, se considera que las contracciones no son tan importantes como las expansiones en el diseño de las estructuras.

RESUMEN.

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 durante por lo menos parte de los ciclos estacionales. El potencial de expansión de los suelos depende de muchos factores, entre los que destacan el tipo y la cantidad del mineral arcilloso expansivo presente en el suelo (los problemas más graves ocurren en los suelos con un alto contenido montmorilonítico), el espesor del estrato expansivo (limitado por la profundidad del NAF), su permeabilidad (aumentada por la presencia de grietas y fisuras) y su sobrecarga actuante, la densidad seca del suelo (las arcillas más densas se expanden más y presentan mayores presiones de expansión que las menos densas) y su contenido de humedad inicial, la profundidad de la zona activa (considerada como la profundidad máxima de fluctuación en el contenido de humedad del suelo y su zona potencial de expansión), el clima (los mayores problemas se presentan en las áreas áridas, semiáridas y monzónicas con amplias fluctuaciones en el contenido de humedad del suelo), y las actividades humanas (las cuales tienden a cambiar las condiciones de humedad del sitio). Además, se ha comprobado que los suelos compactados a un contenido de humedad mayor a su óptimo exhiben mayores patrones de

contracción, menores patrones de expansión y menores resistencias al esfuerzo cortante que sus contrapartes compactados a un contenido de humedad menor a su óptimo, incrementándose este efecto conforme se utilizan métodos de compactación que inducen deformaciones al cortante. Cabe destacar que los suelos compactados a un contenido de humedad menor a su óptimo presentan características similares de expansión, contracción y resistencia al esfuerzo cortante sin importar el método de compactación utilizado.

En general, el efecto que tiene la colocación de una estructura sobre un suelo expansión es el de eliminar sus fuerzas de evaporación, aumentando su capacidad de almacenamiento de agua. Esto disminuye el trabajo a tensión del agua y disminuye los esfuerzos efectivos actuantes sobre el suelo, provocando su expansión. Aunque cabe destacar que las estructuras apoyadas sobre suelos expansivos tienden a sufrir daños más severos cuando estos desarrollan incrementos locales y no generales de humedad, además de que las contracciones que se presentan alrededor y debajo de ellas rara vez les causan daños estructurales. Por tanto, las expansiones diferenciales (las mayores se presentan cuando se deben a factores relacionados al uso y ocupación de las estructuras, o bien a factores extraños) usualmente son las que gobiernan el diseño de las cimentaciones sobre suelos expansivos.

CONCLUSION.

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 durante por lo menos parte de los ciclos estacionales.

Por tanto, la profundidad máxima de fluctuación en el contenido de humedad del suelo (profundidad de la zona activa) define su zona potencial de expansión, para lo cual 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 gran cantidad de variables que intervienen en ella.

Se sabe que al construir una estructura sobre un suelo expansivo se eliminan sus fuerzas de evaporación, lo que provoca la expansión del suelo. Además, se sabe que las estructuras tienden a sufrir daños más severos por expansiones diferenciales y no generales del suelo, lo que condiciona que estas sean las que gobiernen el diseño de las cimentaciones (las mayores expansiones diferenciales se presentan cuando se deben a factores relacionados al uso y ocupación de las estructuras, o a factores extraños).

Capítulo 4: EL ENFOQUE DE LOS SUELOS EXPANSIVOS NO SATURADOS.

4.1 Tensión superficial.

En ingeniería, las presiones del aire y del agua de poro del suelo usualmente se expresan en referencia a la presión atmosférica.

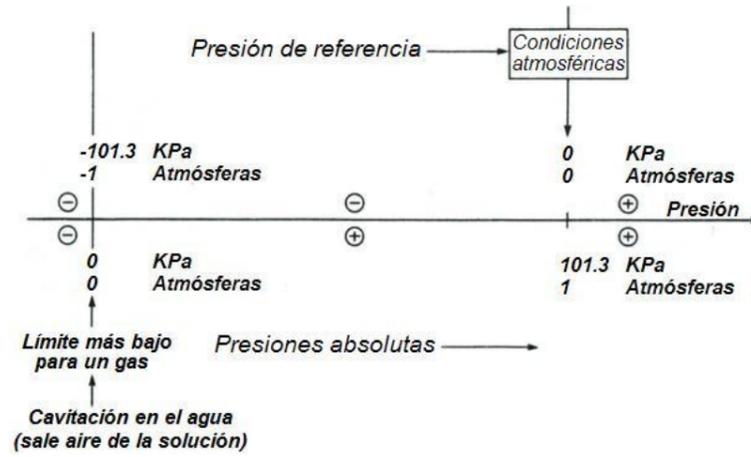


Fig. 4.1 Relación entre la presión absoluta y la presión relativa a la atmosférica.

Sitz (1948) notó que el agua capilar podía elevarse más de 10 m sobre el nivel de aguas freáticas del suelo, por lo que sugirió que esta fuera subdividida en agua gravitacional y molecular. La habilidad del agua para soportar altos esfuerzos de tensión sin cavitarse o hervir era de interés primario, por lo que se postuló que el agua capilar gravitacional tiene propiedades similares a las del agua ordinaria, mientras que el agua capilar molecular presenta propiedades únicas.

Las moléculas superficiales de agua en la inmediata vecindad de una pared sólida se encuentran sometidas a fuerzas de cohesión (debidas a las moléculas restantes de agua) y de adhesión (ejercidas por las moléculas de la pared). La superficie se curvará de manera cóncava o convexa según dominen las fuerzas de adhesión o cohesión, respectivamente. En general, cuando las paredes del tubo capilar son sólidas, el menisco de agua usualmente es cóncavo (dominio de las fuerzas de adhesión).

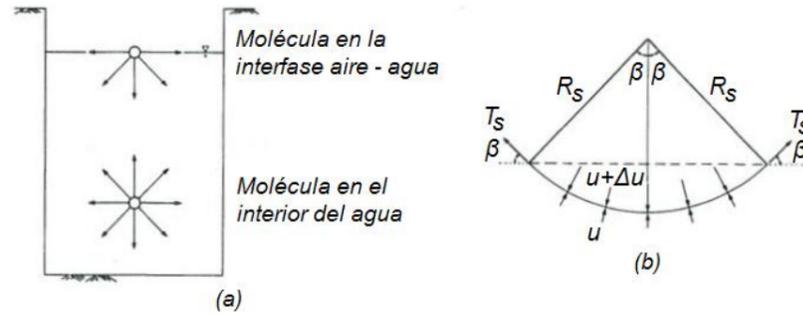


Fig. 4.2 Fenómeno de tensión superficial en la interfase aire – agua. (a) Fuerzas intermoleculares actuantes sobre las moléculas de agua. (b) Presiones y tensiones superficiales actuantes sobre una superficie curva bidimensional.

Además, una molécula en el interior del agua experimenta fuerzas iguales en todas direcciones, mientras que una molécula en su superficie experimenta fuerzas desbalanceadas hacia el interior (fig. 4.2.a). Para que la superficie del agua se encuentre en equilibrio, es necesario que se genere una fuerza de tensión a lo largo de ella (fig. 4.2.b). Esta tensión superficial (T_s) provoca que la superficie se comporte como una membrana elástica (una membrana flexible sometida a presiones diferentes asumirá una curvatura cóncava hacia el lado de mayor presión, ejerciendo una tensión a fin de lograr el equilibrio).

Por tanto, la diferencia de presión a través de la superficie curvada puede relacionarse con la tensión superficial (T_s) y con el radio de curvatura de la superficie (R_s), considerando el equilibrio de la membrana. Si tenemos una membrana tridimensional en el que el radio de curvatura es el mismo en todas direcciones, la diferencia de presión $\Delta\mu$ a través de la superficie curvada es:

$$\Delta\mu = \frac{2T_s}{R_s}$$

En un suelo no saturado, la superficie del agua se encuentra sujeta a una presión del aire (u_a) mayor a la presión del agua (u_w). Así, la diferencia de presión ($u_a - u_w$) es la llamada succión mátrica, la cual es la causante de que la superficie se curve de acuerdo a la ecuación:

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s}$$

4.2 El principio del esfuerzo efectivo en los suelos saturados.

El comportamiento mecánico de un suelo puede ser descrito en términos de su estado de esfuerzos, el cual consiste en una cierta combinación de variables de esfuerzo que deben ser independientes a las propiedades físicas del suelo.

Terzaghi (1936) describió la variable del estado de esfuerzos que controla el comportamiento de un suelo saturado, la cual ha sido llamada del esfuerzo efectivo y es comúnmente expresada como:

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

Donde:

σ' = Esfuerzo efectivo normal.

σ = Esfuerzo total normal.

u_w = Presión del agua de poro.

Esta variable ha permitido relacionar el comportamiento observado de los suelos saturados con sus condiciones de esfuerzo, aplicándose exitosamente a muchos problemas geotécnicos.

4.3 Ecuaciones del esfuerzo efectivo para los suelos no saturados.

Se han hecho numerosos intentos por desarrollar un concepto similar al del esfuerzo efectivo aplicable a los suelos no saturados, tratando de proveer una variable única del estado de esfuerzos. Si bien los resultados experimentales han demostrado que las propiedades del suelo no apuntan a una única relación.

Bishop (1959) sugirió una expresión del esfuerzo efectivo aplicable a los suelos no saturados, mediante una modificación al principio del esfuerzo efectivo de Terzaghi:

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

Donde:

u_a = Presión del aire de poro.

u_w = Presión del agua de poro.

$(u_a - u_w)$ = Succión mátrica del agua de poro.

χ = Parámetro empírico obtenido experimentalmente que depende principalmente del grado de saturación del suelo. Su magnitud es de uno para suelos saturados y de cero para suelos secos.

Su justificación se basa en que si examinamos a una sección de suelo no saturado (*fig. 4.3*), observaremos que la tensión capilar tendiente a fijar los puntos de contacto entre las partículas, solo actúa sobre una fracción del mismo, la cual corresponde al valor del coeficiente χ .

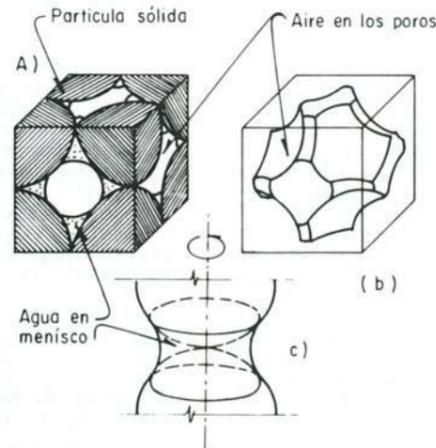


Fig. 4.3 (a) Elemento de suelo no saturado. (b) Forma de un poro, suponiendo una disposición cúbica perfecta. (c) Geometría de un menisco de agua en un contacto.

Si bien esta expresión permitió resolver muchos casos prácticos, en especial los relacionados a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, existe poca evidencia sobre su aplicación al campo de los cambios volumétricos. Esto debido principalmente a que existe una dificultad en su aplicación, ya que si bien un aumento en los esfuerzos efectivos debido a un incremento en los esfuerzos externos conduce a una mayor continuidad del suelo, un aumento similar en los esfuerzos efectivos debido a un incremento en la succión provoca una reducción en la continuidad del suelo (debido a la aparición de grietas), lo cual hace fallar la equivalencia existente entre la succión y el esfuerzo efectivo actuante sobre el suelo. Por tanto, la descripción del comportamiento de los suelos parcialmente saturados mediante el esfuerzo efectivo de Bishop solo es aplicable cuando se tiene una succión pequeña en relación al esfuerzo externo aplicado, ya que de lo contrario ningún cambio en la succión puede ser equivalente a un cambio en el esfuerzo efectivo del suelo.

En general, debido a que un valor específico del parámetro χ solo puede correlacionarse a una combinación de $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$, Aitchison (1967) sugirió que estos términos fueran separados al analizar el comportamiento de los suelos no saturados. De esta manera, la ecuación del esfuerzo efectivo ha sido separada en dos variables independientes del estado de esfuerzos, las cuales describen el comportamiento mecánico del suelo sin la necesidad de incorporar sus propiedades.

4.4 Variables del estado de esfuerzos en el suelo.

El comportamiento mecánico de un suelo es controlado por las mismas variables del estado de esfuerzos que controlan el equilibrio de su estructura. Por tanto, si realizamos un análisis de equilibrio de esfuerzos a un elemento de suelo no saturado, observaremos que existe un conjunto de esfuerzos $(\sigma - u_a)$ y dos de presiones normales independientes $(u_a - u_w)$ y (u_a) , las cuales gobiernan el equilibrio de la estructura del suelo. Y puesto que la variable de presión (u_a) , puede ser eliminada cuando se asume que las partículas de suelo y agua son incompresibles, las variables $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$ son remitidas como las variables del estado de esfuerzos del elemento de suelo no saturado (Fredlund y Morgenstern, 1977). Así, los tensores independientes del estado de esfuerzos formados a partir de estas variables son:

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - \mu_a & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \mu_a & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \mu_a \end{vmatrix} \quad \text{y} \quad \begin{vmatrix} \mu_a - \mu_w & 0 & 0 \\ 0 & \mu_a - \mu_w & 0 \\ 0 & 0 & \mu_a - \mu_w \end{vmatrix}$$

Estos tensores definen completamente el estado de esfuerzos del elemento de suelo no saturado, aunque no pueden combinarse en una sola matriz ya que ambas poseen diferentes propiedades asociadas del suelo. La figura 4.4 ilustra el estado de esfuerzos en un elemento de suelo no saturado en términos de estos dos conjuntos de variables del estado de esfuerzos:

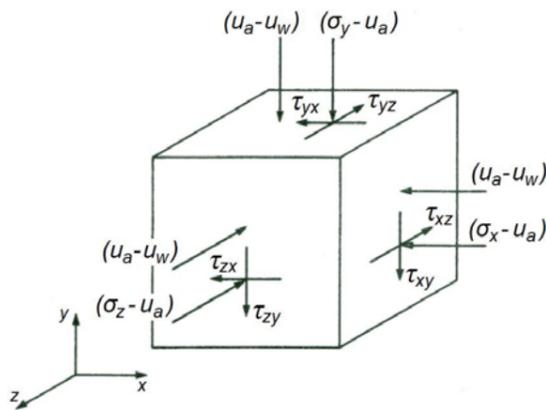


Fig. 4.4 Variables del estado de esfuerzos para un elemento de suelo no saturado.

En general, existe una teoría unificada para la mecánica de suelos en la que un suelo saturado es visto como un caso especial de los suelos no saturados. Conforme un suelo no saturado se aproxima a la saturación, su presión del agua de poro (u_w) se aproxima a la presión del aire de poro (u_a) , con lo que el término de la succión mátrica $(u_a - u_w)$ se vuelve cero (ver 4.1).

Para el caso especial de un suelo saturado, el segundo tensor del estado de esfuerzos desaparece, debido a que la matriz de succión $(u_a - u_w)$ se vuelve cero. Por su parte, el término de la presión del aire de poro (u_a) en el primer tensor de esfuerzo se convierte en la presión del agua de poro (u_w) :

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - \mu_w & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \mu_w & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \mu_w \end{vmatrix}$$

Esto demuestra la suave transición existente entre el estado de esfuerzos de un suelo no saturado y uno saturado (y viceversa), y el hecho de que el comportamiento de los suelos saturados puede ser considerado como un caso especial de los suelos no saturados.

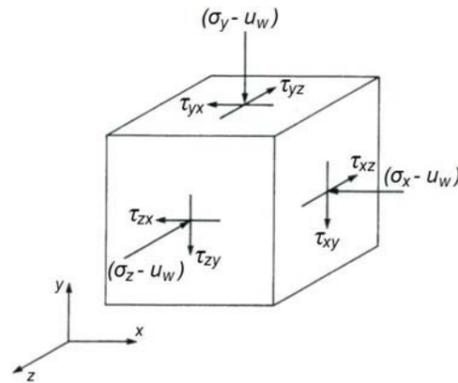


Fig. 4.5 Variables del estado de esfuerzos para un elemento de suelo saturado.

4.5 El papel de la succión osmótica.

La succión total del suelo (Ψ), se forma a partir de la suma de la componente mátrica ($u_a - u_w$) y osmótica (π) de este:

$$\Psi = (u_a - u_w) + \pi$$

Como vimos en 2.8, la succión osmótica es una función de la cantidad de sales disueltas en el fluido de poro del suelo, ya que estas ejercen una succión que habría que vencer para trasladarla a una hipotética agua pura y libre lejos de ellas.

En general, la mayoría de los problemas que envuelven a los suelos no saturados son el resultado de los cambios en la succión mátrica, con cambios en la succión osmótica usualmente menos significativos. Por tanto, se tiende a considerar que un cambio en la succión total es esencialmente equivalente a un cambio en la succión mátrica del suelo ($\Delta\Psi = \Delta(u_a - u_w)$). Una segunda razón por la que usualmente no se toma en consideración a la succión osmótica, es que sus cambios en campo generalmente son simulados durante las pruebas de laboratorio, ya que en ellas los especímenes son tratados con agua destilada (efecto que simula el humedecimiento del suelo por parte del agua de lluvia).

Cabe destacar que si el contenido de sales de un suelo es alterado, debe considerarse a la succión osmótica como parte de su estado de esfuerzos. Esto se consigue a través de una variable isotrópica independiente:

$$\begin{vmatrix} \pi & 0 & 0 \\ 0 & \pi & 0 \\ 0 & 0 & \pi \end{vmatrix}$$

4.6 Cambios de volumen en los suelos no saturados.

Las ecuaciones constitutivas de cambio de volumen de los suelos no saturados relacionan a sus variables del estado de esfuerzo ($\sigma - u_a$) y ($u_a - u_w$), con sus variables del estado de deformación, mediante el uso de coeficientes. En general, se requieren dos conjuntos de variables del estado de deformación del suelo para describir adecuadamente sus cambios de volumen (uno asociado a su estructura y otro a su fase de agua).

El cambio en la relación de vacíos de un suelo no saturado sometido a carga tridimensional, puede ser descrito como:

$$de = a_t d(\sigma_n - \mu_a) + a_m d(\mu_a - \mu_w)$$

Donde:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \text{Esfuerzo normal medio total.}$$

$$a_t = \frac{de}{d(\sigma_n - \mu_a)} = \text{Coeficiente de compresibilidad con respecto al cambio en el esfuerzo normal.}$$

$$a_m = \frac{de}{d(\mu_a - \mu_w)} = \text{Coeficiente de compresibilidad con respecto al cambio en la succión mátrica.}$$

Esta ecuación es equivalente a la relación constitutiva de la estructura del suelo, y puesto que el cambio en la relación de vacíos puede ser independiente al cambio en el contenido de humedad del suelo, se requiere de una segunda relación constitutiva para caracterizar completamente al suelo.

La ecuación constitutiva de la fase de agua puede ser expresada como un cambio en el contenido de humedad del suelo. El cambio en el contenido de humedad del suelo sometido a carga tridimensional, puede ser descrito como:

$$dw = b_t d(\sigma_n - \mu_a) + b_m d(\mu_a - \mu_w)$$

Donde:

$$b_t = \frac{dw}{d(\sigma_n - \mu_a)} = \text{Coeficiente de cambio en el contenido de humedad con respecto al cambio en el esfuerzo normal.}$$

$$b_m = \frac{dw}{d(\mu_a - \mu_w)} = \text{Coeficiente de cambio en el contenido de humedad con respecto al cambio en la succión mátrica.}$$

Ambas ecuaciones constitutivas pueden ser visualizadas como superficies constitutivas en gráficas tridimensionales (*fig. 4.6.a*), las cuales presentan como abscisas a las variables del estado de esfuerzos ($\sigma - u_a$) y ($u_a - u_w$), y como ordenadas a las propiedades del suelo (e y w).

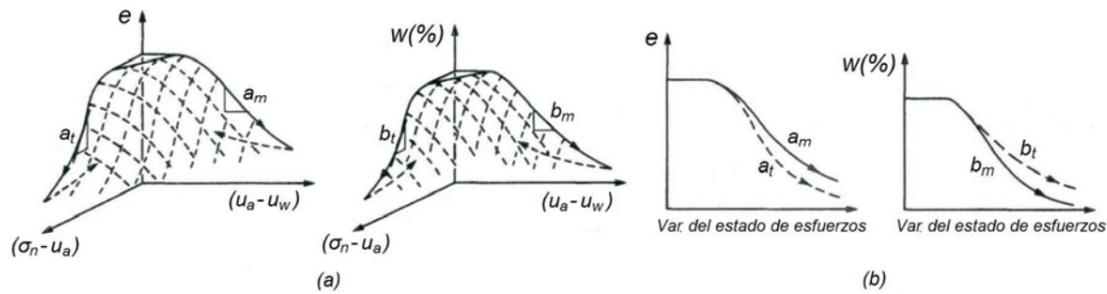


Fig. 4.6 (a) Superficies constitutivas tridimensionales de la relación de vacíos y del contenido de humedad de un suelo no saturado. (b) Comparación bidimensional mostrando los módulos de deformación volumétrica

Estas gráficas pueden ser reducidas a gráficas bidimensionales (fig. 4.6.b), las cuales muestran los diversos coeficientes de deformación volumétrica del suelo. Así, cuando el esfuerzo normal medio en el suelo es nulo, la ecuación resultante para el cambio en el contenido de humedad del suelo es una relación conocida típicamente como la curva característica suelo – agua del suelo.

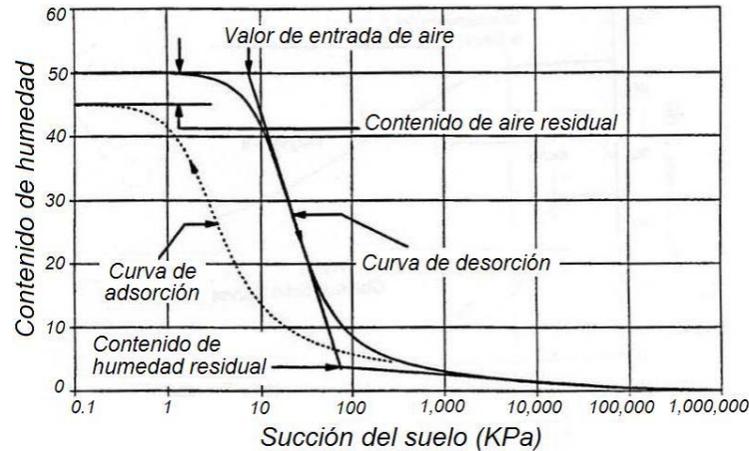


Fig. 4.7 Curva característica suelo - agua típica de un suelo limoso.

4.7 Medida de los coeficientes de cambio de volumen del suelo.

Los coeficientes de deformación volumétrica de un suelo varían de un punto del estado de esfuerzos a otro, a lo largo de una superficie constitutiva no lineal. Un método para determinar el valor de los coeficientes de la superficie constitutiva es el de medir directamente sus magnitudes bajo cada uno de los puntos del estado de esfuerzos. Sin embargo, un procedimiento más simple es el de asumir que la superficie constitutiva es plana a una relación de vacíos y contenido de humedad particular (fig. 4.8). Esto nos permite utilizar los mismos coeficientes a través de toda la superficie constitutiva que presenta una misma relación de vacíos e igual contenido de humedad. Por tanto, un punto en la superficie constitutiva de una misma relación de vacíos tiene los coeficientes a_t y a_m , definidos con respecto al incremento en el esfuerzo normal y en la succión mátrica del suelo, respectivamente (fig. 4.8).

$$a_t = \frac{de}{d(\sigma - \mu_a)} \quad a_m = \frac{de}{d(\mu_a - \mu_w)}$$

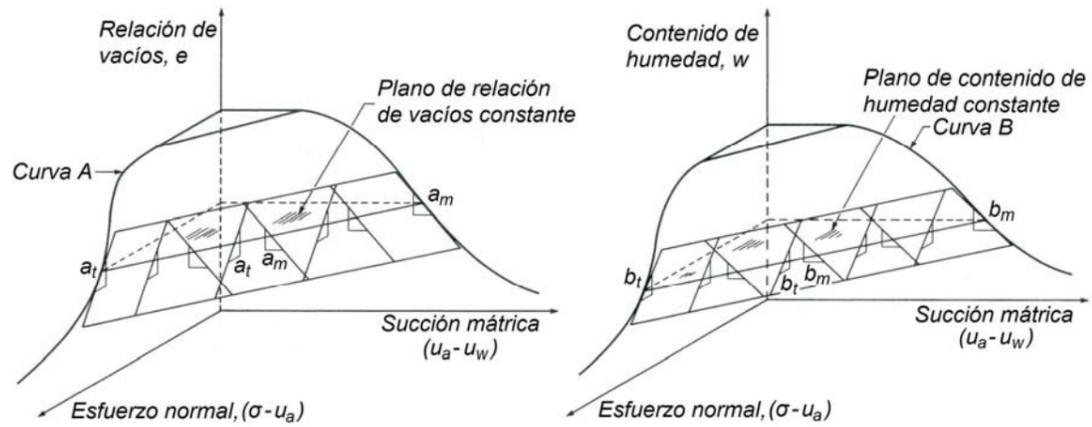


Fig. 4.8 Superficie constitutiva de la estructura del suelo y de la fase de agua para carga monotónica, asumiendo una superficie plana a una relación de vacíos y a un contenido de humedad específico, respectivamente.

Similarmente, un punto en la superficie constitutiva de un mismo contenido de humedad tiene los coeficientes b_t y b_m , definidos con respecto al incremento en el esfuerzo normal y en la succión mátrica del suelo, respectivamente (fig. 4.8).

$$b_t = \frac{dw}{d(\sigma - \mu_a)} \quad b_m = \frac{dw}{d(\mu_a - \mu_w)}$$

Cabe destacar que un efecto de histéresis tiende a causar que las superficies constitutivas obtenidas por carga y secado del suelo, sean diferentes a las obtenidas por descarga y humedecimiento (ver fig. 4.7). Esto hace aparentar que un cambio en la dirección de deformación del suelo resulta en superficies constitutivas diferentes. Por tanto, las superficies constitutivas de incremento y decremento de volumen del suelo deben ser verificadas independientemente, proveyendo los cambios en las variables del estado de deformación siempre en la misma dirección (deformación monotónica o unidireccional). Así, los coeficientes de deformación volumétrica asociados a las superficies de descarga y humedecimiento del suelo se describen como a_{ts} , a_{ms} , b_{ts} y b_{ms} .

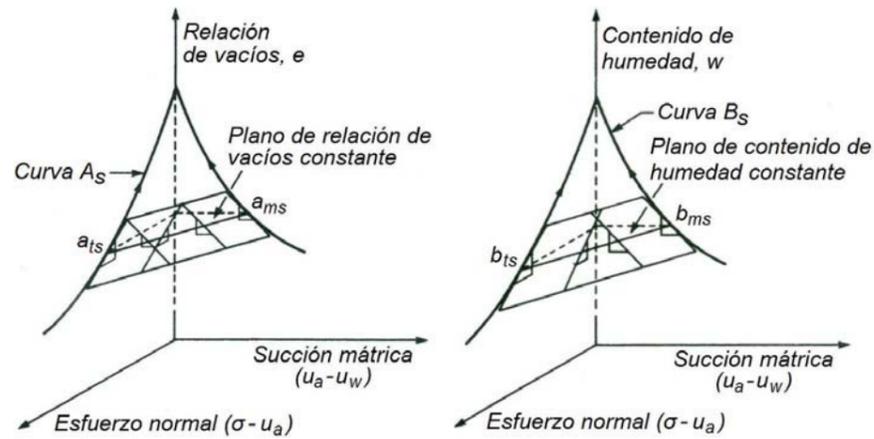


Fig. 4.9 Superficies constitutivas de la estructura del suelo y de la fase de agua para descarga monotónica, asumiendo una superficie plana a una relación de vacíos y contenido de humedad específico, respectivamente.

En general, el método de determinar un par de coeficientes volumétricos es mucho más simple que el de determinar la superficie constitutiva total del suelo, además es lo suficientemente aproximado para muchas aplicaciones geotécnicas prácticas. Este método necesita de tres pruebas de laboratorio para definir las relaciones de cambio en las relaciones de vacíos y en los contenidos de humedad del suelo:

La primera prueba define la relación existente entre la relación de vacíos y el cambio en el esfuerzo total ($\sigma - u_a$) actuante sobre el suelo. Se define bajo una condición de succión nula (suelo saturado), usando una prueba unidimensional en el odómetro convencional. Por tanto, los coeficientes a_t y a_{ts} pueden ser obtenidos de la curva de carga y descarga que resulta de la prueba de consolidación sobre el suelo saturado.

La figura 4.10 muestra una curva de compresión típica para un suelo que ha sido saturado a volumen constante, antes de su decremento de volumen debido a carga. Cabe destacar que los coeficientes b_t y b_{ts} pueden correlacionarse con los coeficientes a_t y a_{ts} , mediante la relación $Se = WG_s$, ya que para el caso de un suelo saturado ($S = 100\%$) tenemos que $a_t = b_t G_s$ y $a_{ts} = b_{ts} G_s$.

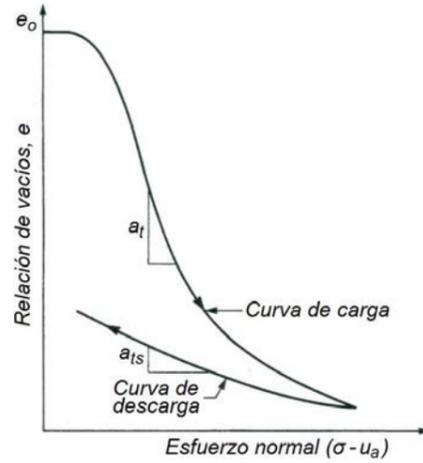


Fig. 4.10 Curva de compresión típica para un suelo saturado (escala aritmética).

La segunda prueba de laboratorio define la relación existente entre el contenido de humedad del suelo y su cambio en la succión mátrica ($u_a - u_w$). Esta prueba es comúnmente llevada a cabo en un equipo del tipo "placa de succión" (ver 4.9), con esfuerzos totales nulos. Por tanto, sus resultados se remiten a la curva característica suelo - agua del suelo.

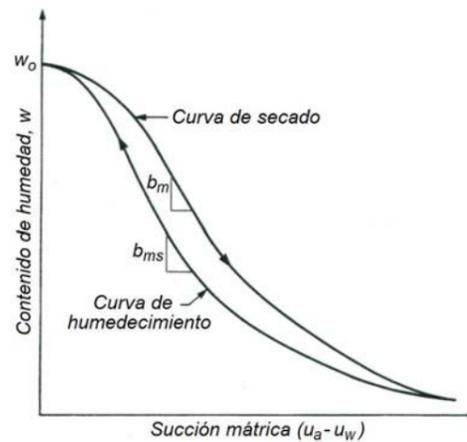


Fig. 4.11 Curva característica suelo - agua típica de un suelo.

La figura 4.11 ilustra las porciones de secado y humedecimiento de una curva característica suelo – agua típica. En general, el coeficiente b_m puede ser calculado a partir de su porción de secado, mientras que el coeficiente b_{ms} puede ser calculado a partir de su porción de humedecimiento.

La tercera prueba de laboratorio es una prueba de contracción o de expansión no confinada, ya que estas definen la pendiente del cambio en la relación de vacíos y en el contenido de humedad del suelo en respuesta a sus cambios de succión durante un proceso de secado o humedecimiento bajo carga externa nula.

Así, puesto que la pendiente de la curva de contracción y de expansión (de/dw) se define como a_m/b_m y a_{ms}/b_{ms} , respectivamente, una vez conocidos los valores de b_m y b_{ms} , se puede calcular los valores de a_m y a_{ms} .

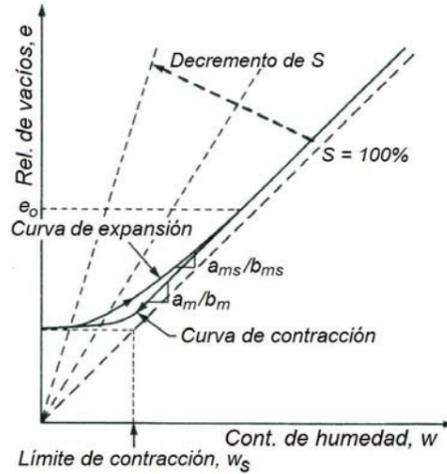


Fig. 4.12 Curva característica típica de contracción y de expansión de un suelo.

4.8 Corrección de la muestra por alteración.

La curva de compresión del suelo (fig. 4.10), debe ser corregida por alteración de la muestra. En general, se sugiere determinar la presión de expansión corregida del suelo en base a una modificación a la construcción de Casagrande (1936):

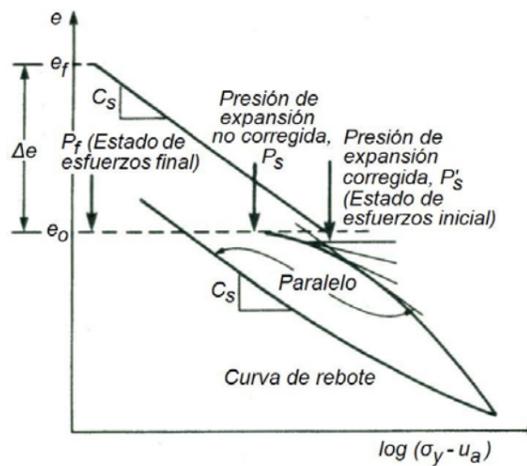


Fig. 4.13 Procedimiento para corregir el efecto de alteración por muestreo del suelo.

Primero localice el punto de máxima curvatura en el tramo de la curva relación de vacíos – presión de consolidación, donde esta se dobla hacia el tramo virgen de recompresión. En ese punto, dibuje una línea horizontal y una tangencial. La presión de expansión corregida se define como la intersección de la bisectriz formada por estas dos líneas, y una línea paralela a la curva de rebote colocada en una posición tangente a la curva de carga.

4.9 Prueba de la placa de succión.

En un suelo no saturado, la presión del aire de poro (u_a) usualmente es la atmosférica y la presión del agua de poro (u_w) es menor a ella. La diferencia entre ambas presiones es la llamada succión mátrica ($u_a - u_w$). En laboratorio, se puede aplicar una succión mátrica a un espécimen de suelo manteniendo una presión atmosférica en el agua de poro (u_w), y aplicando una presión mayor a ella al aire de poro (u_a). Así, la succión mátrica en el espécimen ($u_a - u_w$) variará al aplicar diferentes presiones del aire de poro (u_a) a la muestra.

La prueba de placa de succión (ASTM D2325) utiliza un extractor de placa de succión, consistente en un disco cerámico con alto valor de succión de entrada de aire, contenido en una cámara de presión de aire (ver fig. 4.14).

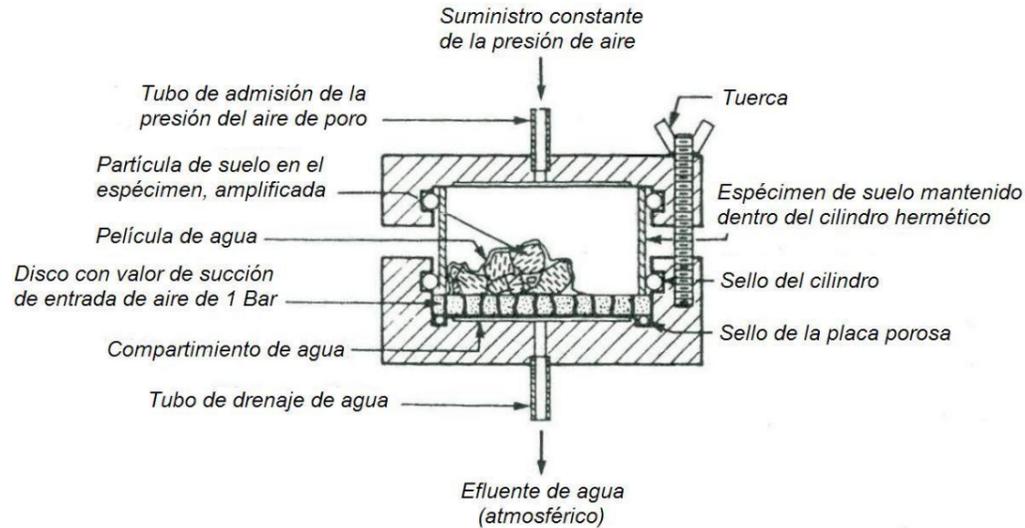


Fig. 4.14 Sección transversal de un extractor de placa de succión.

Para ejecutar la prueba, se debe saturar al disco con alto valor de succión de entrada de aire, el cual siempre debe encontrarse en contacto con el agua del compartimiento ubicado bajo el. Posteriormente, se debe colocar al espécimen de suelo en la parte superior del disco, y presurizar la cámara hermética a la succión mátrica deseada. Puesto que el disco no permite el paso de aire mientras la succión mátrica aplicada no exceda a su valor de entrada de aire (el valor de entrada de aire al disco está relacionado con el diámetro de sus poros), el valor de entrada de aire al disco y la resistencia de la cámara de presión controlan la máxima succión mátrica que puede ser aplicada al espécimen.

La aplicación de la succión mátrica a la muestra de suelo causa que su agua de poro sea drenada a través del disco y hacia el compartimiento. Si conectamos una bureta al compartimiento, podremos medir los cambios en el volumen de agua del suelo. Así, el contenido de agua del suelo a cada condición de equilibrio puede ser calculado a partir de los cambios medidos en la bureta. En general, si más de un espécimen está siendo

probado será necesario dismantelar la cámara y medir el peso de los especímenes después de cada condición de equilibrio (valor correspondiente a cada succión aplicada). La gráfica de los contenidos de humedad de equilibrio contra los logaritmos de las succiones mátricas correspondientes, nos darán la curva característica suelo – agua del suelo (fig. 4.11).

4.10 Perfil de succión del suelo.

La expansión del suelo puede ser descrita como una función de la diferencia entre su estado de esfuerzos actual in situ y algún estado futuro de esfuerzos. Puesto que la variable del estado de esfuerzos normales de un suelo no saturado en campo usualmente varía muy poco, mientras que su variable de succión mátrica tiende a cambiar mucho en respuesta a los cambios climáticos, la expansión del suelo puede ser predecida midiendo la succión mátrica in situ y estimando o prediciendo la succión mátrica final bajo condiciones medioambientales específicas.

Los perfiles de succión presentes in situ generalmente se basan en medidas de campo y laboratorio, mientras que los perfiles finales usualmente se asumen o calculan de acuerdo a consideraciones teóricas. Cuando la masa de suelo se encuentra altamente fisurada, es difícil obtener muestras representativas, lo que hace prudente utilizar procedimientos de medición de succión in situ.

Si bien es difícil predecir las condiciones del estado de esfuerzos del suelo a largo plazo, se ha comprobado que sus perfiles de succión mátrica pueden variar tal como se ilustra en la figura siguiente:

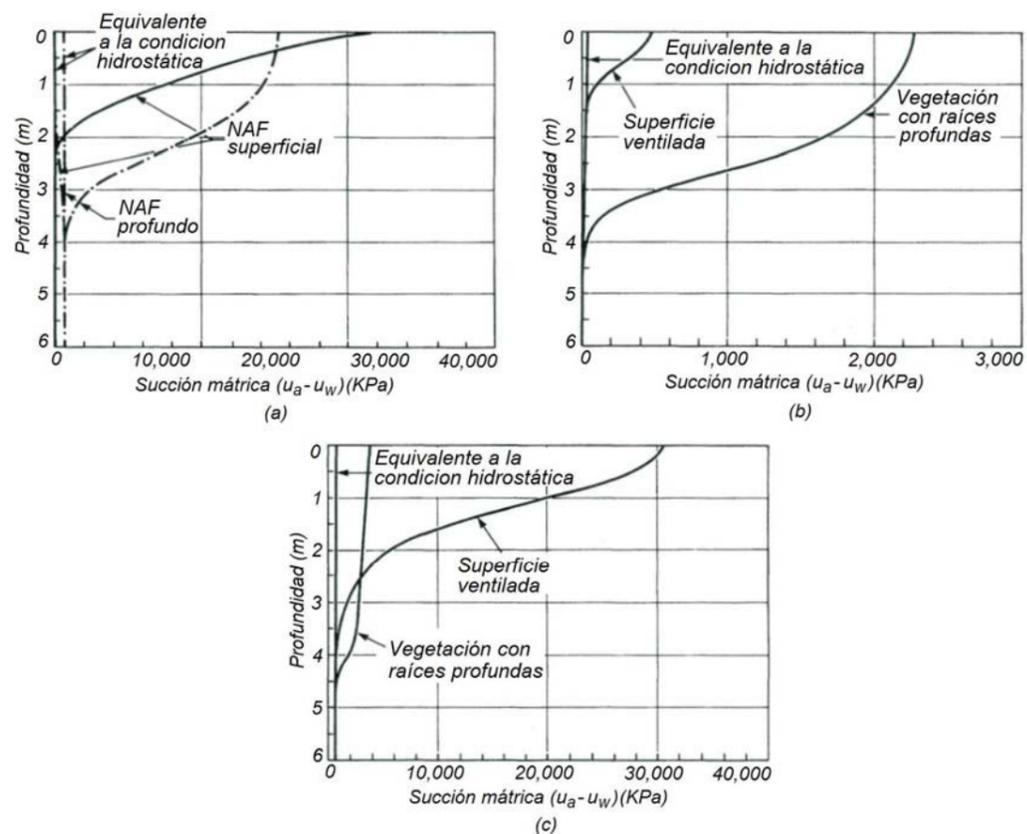


Fig. 4.15 Perfiles típicos de succión bajo una superficie de suelo no cubierta (a) Fluctuación estacional. (b) Influencia de la desecación en la condición del NAF superficial. (c) Influencia de la desecación en la condición del NAF profundo.

En general, existen tres posibilidades para estimar las condiciones finales del agua de poro del suelo (fig.4.16):

- 1) Asuma que el nivel de aguas freáticas se elevará hasta alcanzar la superficie del suelo, creando condiciones hidrostáticas. Esta opción tiende a predecir la mayor cantidad de expansión posible en el suelo.
- 2) Asuma que la presión del agua de poro se aproximará a un valor de cero con la profundidad. Esta parece ser una situación realista que puede proveer estimaciones adecuadas, aunque se debe anotar que no es una condición de equilibrio.
- 3) Asuma que la presión del agua de poro permanecerá ligeramente negativa. Esta situación predice la menor cantidad de expansión en el suelo, aunque es posible proveerle variaciones.

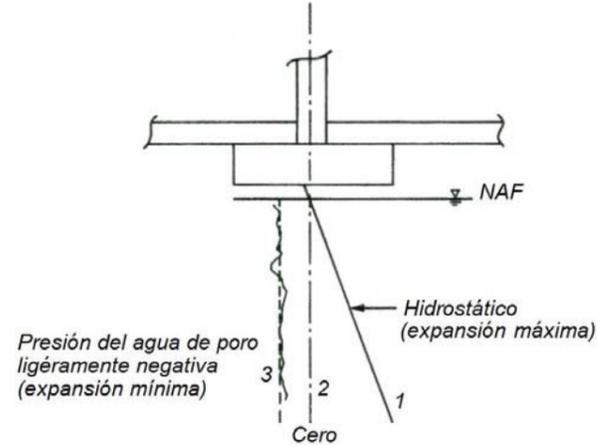


Fig. 4.16 Posibilidades para el perfil final de presión del agua de poro.

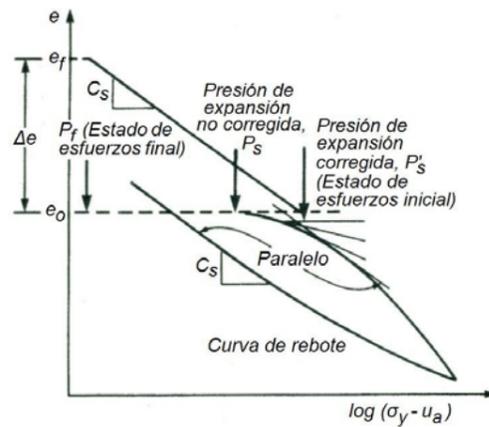
Cabe destacar que todas estas condiciones tienden a producir predicciones de expansión relativamente similares, ya que la mayoría de las expansiones ocurren en los suelos más superficiales con los mayores cambios de succión. Además, se debe señalar que una condición de flujo establecido por infiltración no necesariamente implica que la succión mátrica del suelo será reducida significativamente, ya que esto solo sucede cuando el rango de infiltración sobre un periodo significativo de tiempo se aproxima al coeficiente de permeabilidad saturado del suelo.

4.11 Teoría para la predicción de expansiones.

Las expansiones del suelo se calculan en base a los cambios en la relación de vacíos que sufre una muestra representativa de suelo que ha sido sometida a un cambio en su estado de esfuerzos a través de una prueba en el odómetro. Para esto, se hace la simplificación de transferir la variable de succión mátrica al plano de esfuerzos totales del suelo (la prueba del odómetro mide ambas componentes del estado de esfuerzos in situ, sobre el plano de esfuerzos normales).

El patrón de expansión seguirá la pendiente de la curva de rebote del suelo, desde el estado inicial hasta el estado final de su estado de esfuerzos. Por tanto, la ecuación para el cambio en la relación de vacíos del suelo puede ser escrita como:

$$\Delta e = C_s \log \frac{P_f}{P_o}$$



Donde:

Δe = Cambio en la relación de vacíos correspondiente al cambio en el estado de esfuerzos, de la condición inicial a la final ($e_f - e_o$).

e_o = Relación de vacíos inicial.

e_f = Relación de vacíos final.

C_s = Índice de expansión o pendiente de la curva de rebote.

P_o = Estado inicial de esfuerzos, equivalente a la presión de expansión corregida ($P_o = P'_s$).

P_f = Estado final de esfuerzos.

El estado inicial de esfuerzos (P_o) puede ser formulado como la suma de la presión de sobrecarga y la succión mátrica equivalente (succión mátrica trasladada al plano de esfuerzos normales del suelo).

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

Aunque en la práctica, su valor se considera igual a la presión de expansión corregida ($P_o = P'_s$) del suelo, obtenida mediante la prueba con el odómetro. El estado final de esfuerzos (P_f) debe tomar en cuenta los cambios en los esfuerzos totales y en las condiciones finales de la presión del agua de poro. Así, puesto que la presión del aire de poro en el campo permanece en condiciones de presión atmosférica, el estado final de esfuerzos (P_f) puede ser formulada como:

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

Donde:

$\Delta\sigma_y$ = Cambio en el esfuerzo total (positivo o negativo según incremento o decremento, respectivamente).

u_{wf} = Presión final predecida del agua de poro.

En general, la expansión de un estrato individual de suelo puede ser descrita en términos de su cambio en la relación de vacíos:

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

Donde:

Δh_i = Expansión del estrato individual de suelo.

h_i = Espesor del estrato en consideración.

Δe_i = Cambio en la relación de vacíos del estrato en consideración ($e_f - e_o$).

e_{oi} = Relación de vacíos inicial del estrato en consideración.

e_{fi} = Relación de vacíos final del estrato en consideración.

Este cambio en la relación de vacíos (Δe_i) puede ser incorporado a las propiedades del suelo y de su estado de esfuerzos, para dar la ecuación de expansión del estrato:

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

Donde:

P_{oi} = Estado inicial de esfuerzos en el estrato de suelo.

P_{fi} = Estado final de esfuerzos en el estrato de suelo.

Ejemplo.

Calcule la expansión superficial que habrá de presentar un estrato arcilloso expansivo de 2 m de espesor que tiene una relación de vacíos inicial de 0.8, un peso unitario total de 18 KN/m³, y un índice de expansión de 0.21, si se sugiere remover 1/3 m de la arcilla superficial antes de colocar 2/3 m de grava (considere que el peso unitario de la grava es igual al de la arcilla).

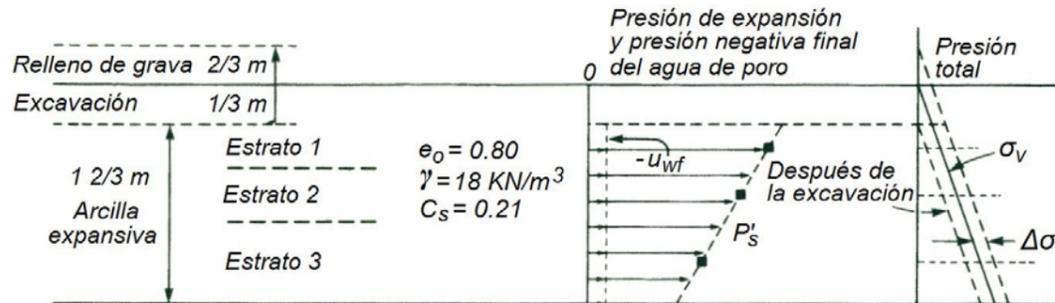


Fig. 4.17 Ejemplo de cálculo.

Nota: Se realizaron tres pruebas en el odómetro, las cuales muestran un decremento en la presión de expansión corregida del suelo con la profundidad.

Para el cálculo, los 1 2/3 m de arcilla expansiva ha sido subdividida en tres estratos expansivos.

Estrato	Espesor (mm)	$P_o = P'_s$ (KPa)	Sobrecarga inicial σ_v (KPa)	Cambio en el esfuerzo total $\Delta\sigma$ (KPa)	Presión final del agua de poro u_{wf} (KPa)	$P_f = \sigma_v + \Delta\sigma - u_{wf}$ (KPa)	Δh_i (mm)
1	333	800	8.99	+6.00	-7.00	21.99	60.64
2	500	608	16.49	+6.00	-7.00	29.49	76.67
3	833	300	28.49	+6.00	-7.00	41.49	83.50
<i>Expansión superficial total (mm)</i>							220.8

El estado inicial de esfuerzos (P_o) fue obtenido por interpolación de la presión de expansión corregida al punto medio de cada estrato. Además, se asumió que la presión final del agua de poro sería de -7.0 KPa, y que los procesos de excavación y de relleno del suelo expansivo no permiten el tiempo suficiente como para que se establezca el equilibrio en el agua de poro del suelo (el suelo solo responde al cambio en el estado de esfuerzos totales). Por tanto, la expansión superficial calculada fue de 22.1 cms.

RESUMEN.

La succión total del suelo se forma a partir de la suma de su componente mátrica y osmótica. La succión mátrica ($u_a - u_w$) es la diferencia de presión entre el aire y el agua de poro del suelo, mientras que la succión osmótica es una función de la cantidad de sales disueltas en su fluido de poro. En general, la mayoría de los problemas que envuelven a los suelos no saturados son el resultado de los cambios en su succión mátrica, con cambios en su succión osmótica usualmente menos significativos.

Las ecuaciones constitutivas de cambio de volumen de los suelos no saturados relacionan a sus variables del estado de esfuerzos ($\sigma - u_a$) y ($u_a - u_w$), con sus variables del estado de deformación (e y w) a través del uso de coeficientes. Estas ecuaciones constitutivas pueden ser visualizadas como superficies constitutivas en gráficas tridimensionales, las cuales presentan como abscisas a las variables del estado de esfuerzos ($\sigma - u_a$) y ($u_a - u_w$), y como ordenadas a las propiedades del suelo (e y w). Si bien los coeficientes de deformación volumétrica del suelo varían de un punto del estado de esfuerzos a otro, a lo largo de una superficie constitutiva no lineal, se puede asumir que la superficie constitutiva es plana a una relación de vacíos y a un contenido de humedad particular, lo cual nos permite utilizar los mismos coeficientes a través de toda la superficie constitutiva. En general, este método es lo suficientemente aproximado para muchas aplicaciones geotécnicas prácticas, necesitando de tres pruebas de laboratorio para definir los coeficientes de deformación volumétrica del suelo: Una prueba en el odómetro convencional, una prueba en el equipo de placa de succión, y una prueba de contracción o de expansión no confinada.

Puesto que la expansión del suelo puede ser descrita como una función de la diferencia entre su estado de esfuerzos actual in situ y algún estado futuro de esfuerzos. En la práctica, las expansiones del suelo se calculan en base a los cambios en la relación de vacíos que sufre una muestra representativa de suelo que ha sido sometida a un cambio en su estado de esfuerzos a través de una prueba en el odómetro, haciendo la simplificación de transferir ambas componentes del estado de esfuerzos al plano de esfuerzos normales. Así, se considera que el patrón de expansión seguirá la pendiente de la curva de rebote del suelo desde su estado inicial de esfuerzos (formulado como la suma de la presión de sobrecarga y la succión mátrica equivalente, y considerado igual a la presión de expansión corregida del suelo), hasta su estado final de esfuerzos (tomando en cuenta los cambios en los esfuerzos totales y en las condiciones finales usualmente propuestas de la presión del agua de poro).

CONCLUSION.

Si bien todo parece indicar que los estudios basados en la succión del suelo podrán estimar adecuadamente sus cambios de volumen, existen dos razones principales por las cuales estos aún no se han desarrollado satisfactoriamente:

- Ha habido una carencia de bases teóricas para su desarrollo, ya que las condiciones de esfuerzo, los mecanismos de expansión y las propiedades del suelo aún no han sido totalmente entendidos. En especial, las condiciones de frontera de los análisis han permanecido con una naturaleza empírica, debido principalmente a que se encuentran relacionadas a las condiciones medioambientales, lo que las hace muy difíciles de predecir.

- Los estudios geotécnicos prácticos tienen un costo muy elevado, a tal grado que los propietarios tienden a considerar que sus costos sobrepasan a los riesgos que se pueden tomar. Además, debido a que los riesgos que se toman usualmente no ponen en peligro vidas humanas, las agencias del gobierno le han dado poca atención al problema.

Por tanto, existe la necesidad de crear una tecnología apropiada para el estudio del comportamiento de los suelos no saturados, procurando que esta sea práctica, no muy costosa, y sustentada en bases teóricas.

Capítulo 5: IDENTIFICACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.

5.1 Patrones de afectación típicos a las estructuras.

A grandes rasgos, los edificios localizados en regiones áridas tienden a experimentar un levantamiento de sus bordes cuando estos se humedecen, lo que les causa una distorsión en forma cóncava (*fig. 5.1.a*). Aunque cabe destacar que también los edificios con calefacción en climas fríos pueden llegar a experimentar este patrón de deformación, debido a la depresión central de la estructura causada por la desecación del suelo. Por el contrario, una vez que un área localizada en un clima húmedo es cubierta por una estructura, se previenen sus cambios estacionales de humedad, aunque estos todavía pueden llevarse a cabo en el perímetro de la estructura, lo que conlleva su contracción y depresión resultante en un patrón de distorsión convexo (*fig. 5.1.b*).

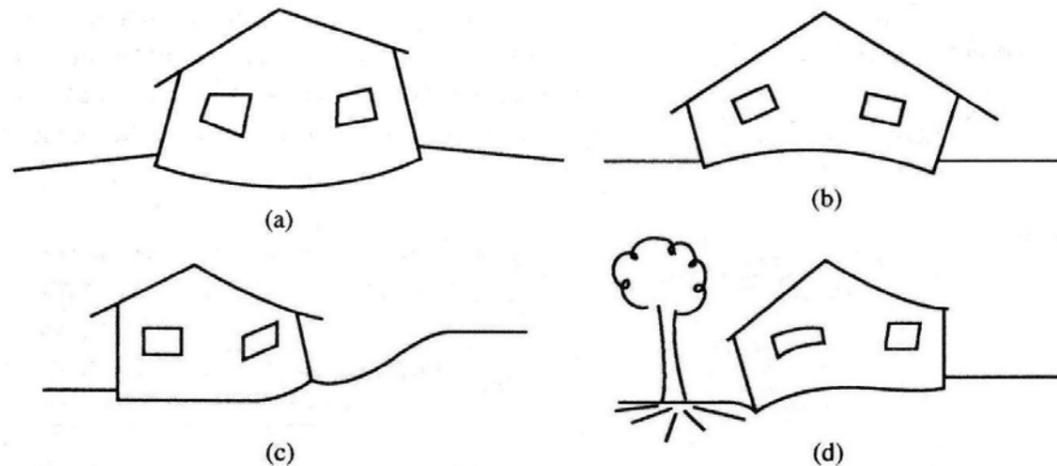


Fig. 5.1 Patrones típicos de afectación debidos a la expansión del suelo: (a) Levantamiento de borde. (b) Levantamiento del centro. (c) Expansión localizada debida a problemas de drenaje. (d) Contracción localizada debida a los árboles.

Cabe destacar que es más común encontrar estos patrones de afectación de una manera distorsionada. Los patrones de afectación distorsionados por expansiones localizadas (*fig. 5.1.c*), se pueden deber a que le da más sombra a cierto lado de la estructura, a una superficie con drenaje deficiente, o a la rotura de tuberías subterráneas de agua o drenaje. Mientras que los patrones de afectación distorsionados por contracciones localizadas (*fig. 5.1.d*) usualmente se deben a la desecación del suelo por parte de los árboles.

En general, los movimientos de los suelos bajo las estructuras pueden ocurrir de tres formas distintas:

1. Un movimiento general de levantamiento, que comienza poco después de empezada la construcción, y termina en aproximadamente cuatro años o más después de finalizada la obra.
2. Una expansión y contracción cíclica, la cual normalmente ocurre alrededor del perímetro de la estructura, estando fuertemente relacionada a la cantidad de lluvia y evapotranspiración existente.
3. Expansiones y contracciones localizadas, usualmente debidas a factores extraños.

Cabe destacar que es usual que coexistan los movimientos de expansión general, y de expansión y contracción estacional (fig. 5.2), lo cual es más notorio de observar en climas áridos.

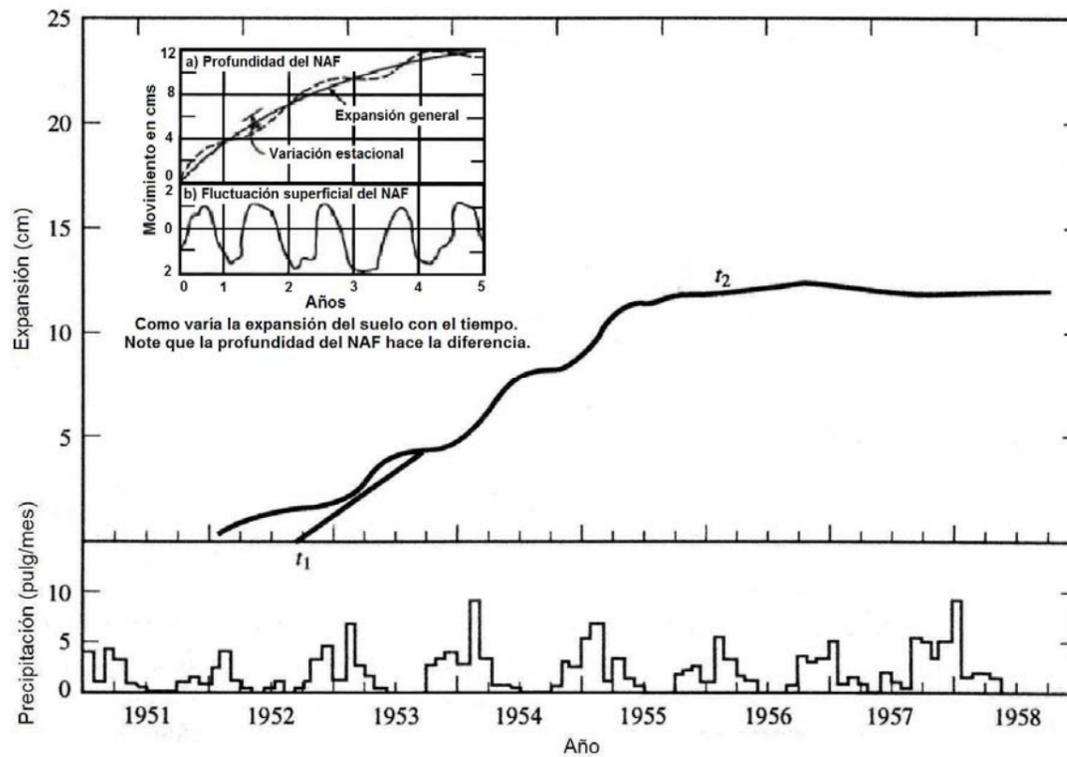


Fig. 5.2 Expansión medida en una casa de ladrillos de Sudáfrica.

5.2 Identificación de los suelos expansivos.

Algunos de los indicadores que nos pueden ayudar a identificar la presencia de suelos potencialmente expansivos son:

Tipo de suelo: Un suelo expansivo posee un contenido significativo de arcilla, probablemente situado dentro de los símbolos *CL* o *CH* del Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos, aunque también algunos suelos *ML*, *MH* y *SC* pueden ser expansivos.

Identificación visual: Los suelos expansivos secos usualmente son muy duros, con tendencias a presentar una apariencia vidriosa al ser cortados con una espátula, y a presentar fisuras, fracturas, y grietas superficiales en forma de patrones regulares (señales de expansiones y contracciones previas), o bien una textura en forma de "roseta de maíz". Por el contrario, cuando se humedecen se vuelven suaves y pegajosos, dejando un residuo polvoroso después de ser remoldeados en la mano. Por tanto, si se examinan las perforaciones hechas en arcillas expansivas después de algunas horas de haber sido realizadas, exhibirán un patrón errático de grietas de desecación.

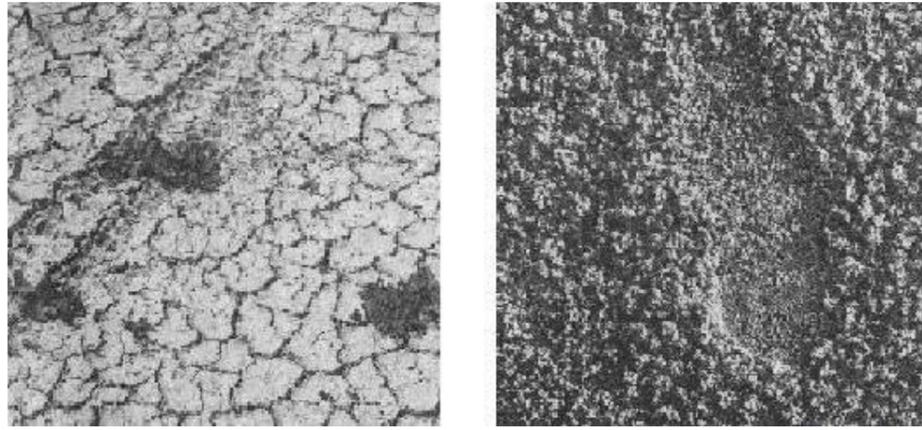


Fig. 5.3 Suelo expansivo agrietado y con una textura de "roseta de maíz".

Características del terreno: La evidencia de flujo o "creep" en laderas, la existencia de grietas de contracción a espaciamientos regulares en el terreno, y la presencia de estructuras "Gilgai", son características comunes en los terrenos que presentan suelos expansivos. Las estructuras Gilgai son montículos y depresiones visibles en la superficie de un suelo expansivo que ha estado sujeto a intemperismo en ambientes semiáridos.

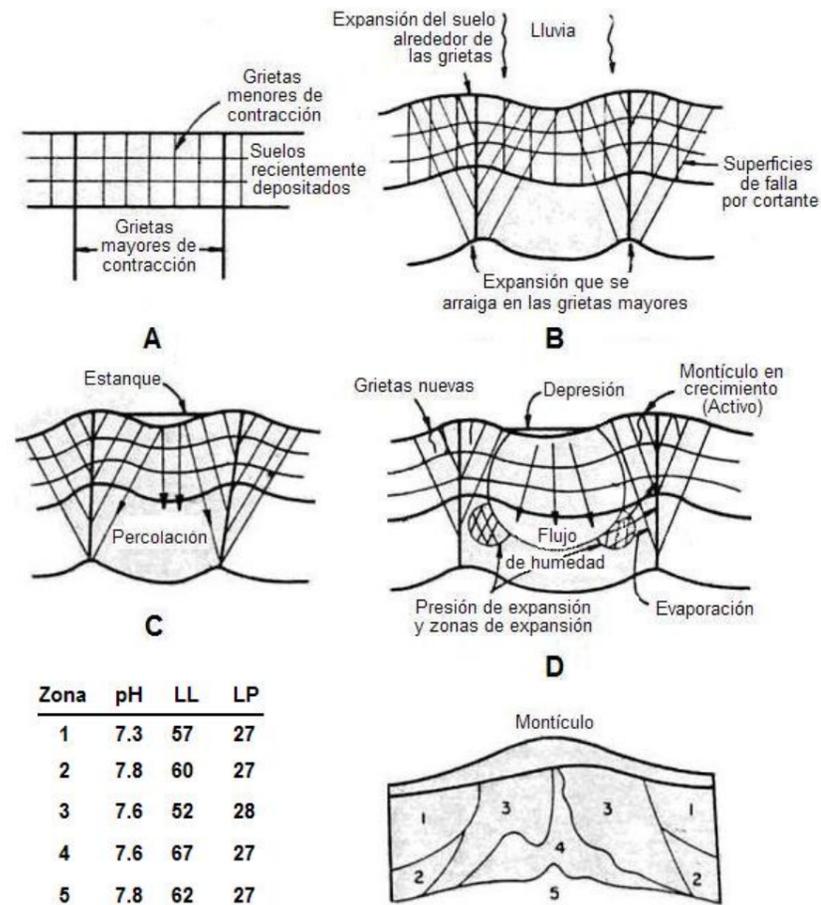


Fig. 5.4 Etapas en el desarrollo de los Gilgais, y caracterización de los Gilgais de Texas.

En general, un espaciamiento regular observable de estas estructuras es de 6 a 21 metros, con profundidades de hasta 2 metros, siendo que sus montículos tienden a ser más expansivos que sus depresiones debido a su mayor permeabilidad y *pH*. Cabe destacar que esa amplia variación puntual en el potencial de expansión del suelo, evita que una simple nivelación de campo resulte efectiva para prevenir los movimientos diferenciales del suelo.

Existencia de vegetación: Existen ciertos árboles o arbustos que tienden a presentarse más frecuentemente sobre los suelos potencialmente expansivos. Por ejemplo, los robles tienden a asociarse a los suelos con un bajo potencial de expansión en Texas.

5.3 Determinación del grado de expansividad del suelo.

Una vez identificada la presencia de suelos expansivos, se debe determinar su grado de expansividad. En general, los métodos de determinación del grado de expansividad de los suelos pueden ser clasificados en tres grandes grupos:

- Los métodos puramente cualitativos, que clasifican la expansividad del suelo en términos tales como bajo, medio o alto, formando la base de las medidas preventivas empíricas.
- Los métodos semicuantitativos, los cuales generan resultados numéricos. Puesto que esos resultados tienden más a ser considerarlos como índices de expansividad que como propiedades físicas fundamentales del suelo, sus diseños también se realizan sobre bases empíricas.
- Los métodos que proveen resultados cuantitativos en base a medidas de las propiedades físicas fundamentales del suelo. Estos métodos son la base de los procedimientos racionales o semiracionales de diseño.

5.3.1 Métodos cualitativos.

Usualmente se basan en correlaciones entre el potencial de expansión del suelo y sus pruebas más comunes, tales como los límites de Atterberg o el porcentaje de coloides. Así, uno de los primeros estudios de correlación fue el desarrollado por Holtz y Gibbs en el año de 1956, cuando desarrollaron una gráfica que relacionaba los resultados de 45 pruebas de expansión realizadas a muestras inalteradas de suelo, con sus pruebas de contenido de coloides, índice plástico, y límite de contracción.

Posteriormente, Holtz (1959) desarrolló una tabla que se basaba en los patrones de comportamiento obtenidos en esa gráfica (tabla 5.1), aunque debe destacarse que los datos acumulados no pueden considerarse suficientes como para formular correlaciones empíricas aproximadas.

% de coloides (<0.001 mm)	Índice de plasticidad	Límite de contracción	Expansión probable (%)*	Potencial de expansión
> 28	>35	<11	>30	Muy alto
20-33	25-41	7-12	20-30	Alto
13-23	15-28	10-16	10-20	Medio
<15	<18	>15	<10	Bajo

Tabla 5.1 Tabla para la estimación de cambios volumétricos (* Carga vertical de 1 lb/pulg²).

Por su parte, Williams (1958) desarrolló en Sudáfrica una carta que demostraba que el índice de plasticidad y el porcentaje de arcilla presente en una muestra de suelo podían ser usados como un indicador de su grado de expansividad.

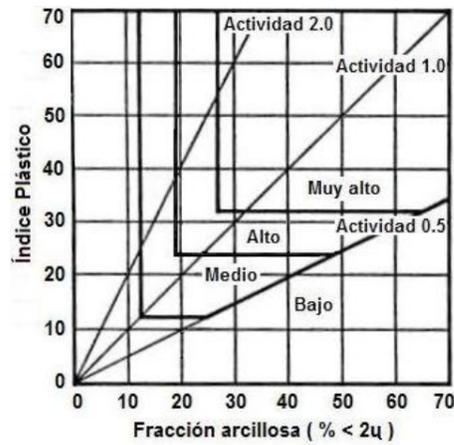


Fig. 5.5 Carta de Williams para la determinación del potencial de expansión del suelo.

Mientras, Elvin F. Henry (1965) publicó el patrón emergido de las 151 pruebas que realizó sobre suelos expansivos obtenidos de muchas partes de Estados Unidos y Hawaii.

<i>I.P.</i>	<i>Expansión</i>
0-14	No crítico.
14-25	Marginal.
25-40	Crítico.
> 40	Altamente crítico.

Tabla 5.2 Tabla para la estimación del potencial de expansión de los suelos (Henry, 1965).

Ahora bien, si comparamos las estimaciones realizadas por Henry y Williams, podemos observar que existe una cierta correlación entre sus resultados, entre los niveles bajo y no crítico, y mediano y marginal de expansión.

También Seed, Woodward y Lundgren (1962) realizaron un estudio independiente, con el cual llegaron a establecer la siguiente relación:

$$S = 60K(IP)^{2.44}$$

Donde:

S = Potencial de expansión del suelo.

K = 3.6×10^{-5} .

IP = Índice plástico del suelo.

La cual solo es aplicable a suelos con un contenido de arcilla de entre el 8 % y el 65 %, presentando una aproximación de alrededor de un 33% con respecto al potencial de expansión determinado en laboratorio. Ellos también propusieron el método de la actividad, el cual se basa en los resultados obtenidos de diversas pruebas realizadas sobre suelos remoldeados compuestos por 23 mezclas de bentonita, ilita, caolinita y arena fina.

$$Actividad = \frac{IP}{C - 10}$$

C = Porcentaje de arcilla menor a 0.002 mm.

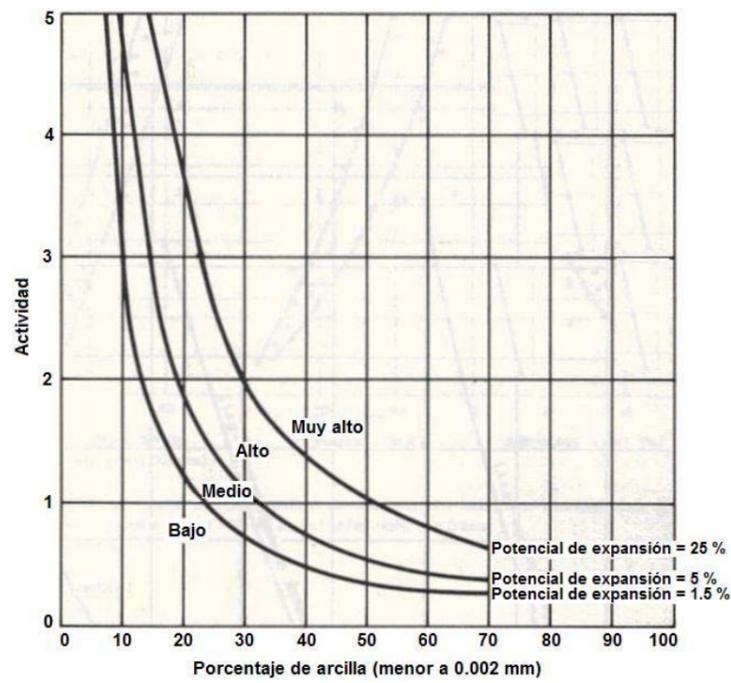


Fig. 5.6 Carta de clasificación para el potencial de expansión del suelo.

En ambos casos, el potencial de expansión es considerado como el porcentaje de expansión de la muestra sumergida bajo una sobrecarga de 1 lb/pulg², después de ser compactada a su densidad máxima y a su contenido de humedad óptimo de acuerdo a la prueba de compactación AASHTO estándar.

En 1973, Vijayvergiya y Ghazzaly propusieron otra forma simple de estimar el porcentaje y la presión de expansión de un suelo, basándose en los estudios que realizaron a 273 muestras inalteradas:

$$\log S = \frac{1}{12}(0.4LL - W + 5.5) \quad \log P = \frac{1}{12}(0.4LL - W - 0.4)$$

$$\log S = \frac{1}{19.5}(\gamma_d + 0.65LL - 130.5) \quad \log P = \frac{1}{19.5}(\gamma_d + 0.65LL - 139.5)$$

Donde:

S = Porcentaje de expansión.

P = Presión de expansión en ton/pie².

LL = Límite Líquido, %.

W = Contenido de humedad, %.

γ_d = Peso específico seco en libras/pie³.

La presión de expansión considerada es la obtenida en una prueba de expansión a volumen constante. Mientras que el porcentaje de expansión es el obtenido después de someter la muestra a un proceso de descarga en decrementos, desde la condición de presión de expansión a una condición de presión nominal (0.1 Ton/pie²).

Otra tabla (Gromko, 1974) desarrollada para determinar el potencial de expansión de un suelo a partir de sus valores de contracción, es la siguiente:

Límite de contracción (%)	Contracción lineal (%)	Grado de expansión
< 10	> 8	Crítica
10-12	5-8	Marginal
> 12	0-5	No crítica

Tabla 5.3 Tabla para estimar el potencial de expansión de un suelo expansivo.

Por su parte, Chen (1988) desarrolló la siguiente tabla de correlaciones:

% que pasa la malla No.200	Límite líquido	Valor de N en la prueba SPT	% de expansión probable *	Presión de expansión (KPa)	Potencial de expansión
< 30	< 30	< 10	< 1	50	Bajo
30-60	30-40	10-20	1-5	150-250	Medio
60-95	40-60	20-30	3-10	250-1000	Alto
> 95	> 60	> 30	> 10	> 1000	Muy alto

Tabla 5.4 Tabla para estimar el potencial de expansión de un suelo expansivo (* Esfuerzo vertical total de 50 KPa).

En general, se puede observar que en casi todas las correlaciones los suelos con límites líquidos mayores a 40 e índices plásticos mayores a 15, son considerados como potencialmente expansivos.

5.3.2 Métodos semicuantitativos.

El método semicuantitativo más común es el de las pruebas de expansión. Si bien miden directamente las características deseadas del suelo y son relativamente fáciles de realizar, presentan el inconveniente de no tener una metodología de prueba universalmente aceptada, lo que provoca que sus resultados no siempre sean comparables.

Prueba del índice de expansión (ASTM D4829): En ella, una muestra de suelo es remoldeada e introducida en un anillo estándar de 10.2 cms de diámetro y 5.5 cms de alto, con un grado de saturación de alrededor de un 50%. Posteriormente se le aplica una sobrecarga de 6.9 KPa, y se somete a saturación, manteniéndola sumergida hasta que se alcance el rango de expansión o hasta que hayan transcurrido 24 horas (lo que pase primero). La cantidad de expansión es expresada en términos del índice de expansión:

$$IE = 1000hF$$

Donde:

IE = Índice de expansión.

h = Expansión del suelo en pulgadas.

F = Porcentaje de la muestra en peso que pasa la malla No. 4.

La tabla siguiente nos da la interpretación de los resultados obtenidos:

IE	Potencial de expansión
0 – 20	Muy bajo
21 – 50	Bajo
51 – 90	Medio
91 – 130	Alto
> 130	Muy alto

Tabla 5.5 Potencial de expansión del suelo según su índice de expansión.

Método del PVC (Potential Volume Change): Desarrollado por T. W. Lambe (1960) como un ensayo rápido de identificación, solo debe ser usado como un comparativo entre diversos suelos expansivos.

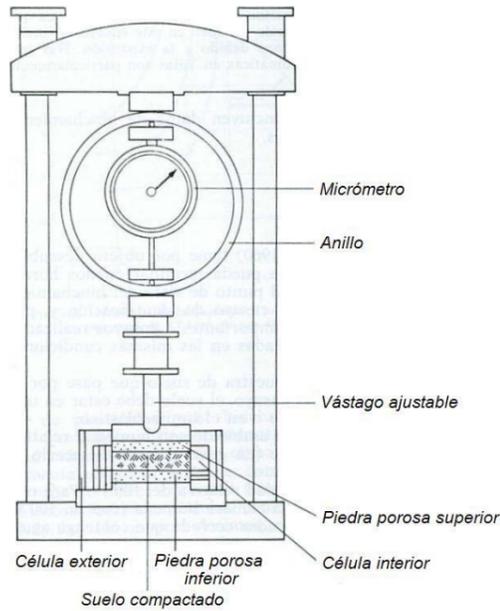


Fig. 5.7 Aparato para la realización del ensayo de Lambe.

El ensayo debe ser realizado sobre el material que pasa la malla No. 10, debiéndose encontrar en estado seco (basta con secarlo al aire), húmedo (basta con introducirlo a un cuarto húmedo con humedad relativa del 100 % o a un desecador cerrado con agua), o en su límite plástico.

La muestra debe ser compactada en el anillo del consolidómetro del aparato, haciendo uso de la masa utilizada en el ensayo Proctor estándar. Esta compactación debe realizarse de acuerdo a las siguientes especificaciones:

Estado de la muestra	Número de capas	Número de golpes por capa	Energía de compactación
Seco	3	7	La del ensayo Proctor modificado
Húmedo	3	4	½ de la del ensayo Proctor modificado
Límite plástico	1	5	La del ensayo Proctor estándar

Tabla 5.6 Condiciones para la realización del ensayo de Lambe.

Una vez compactada la muestra, se coloca dentro del aparato y se le aplica una presión de 1 t/m^2 (la fuerza se mide en el anillo, y corresponde a un determinado número de divisiones del micrómetro). Se inunda la muestra, y se mide la presión que actúa sobre ella al cabo de dos horas. Esta presión es designada con el nombre de “índice de expansividad”.

El índice de expansividad nos indica cualitativamente las características de expansión del suelo, a través del llamado “cambio potencial de volumen” (fig. 5.8).

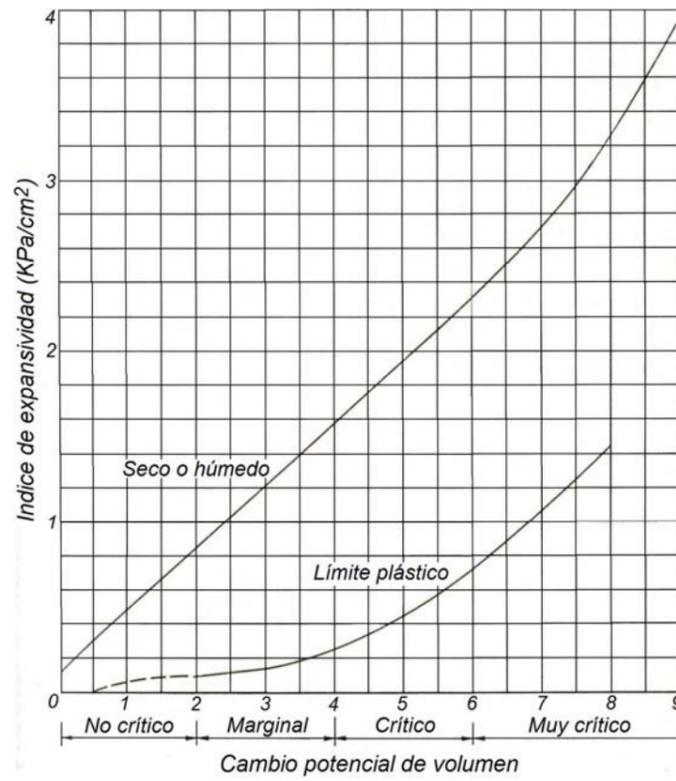


Fig. 5.8 Relación entre el índice de expansión y el cambio potencial de volumen.

Pruebas de presión de expansión (ASTM D4546, ver anexo II): La prueba de expansión con carga modificada (*Modified Swell Overburden Test*), se ejecuta de la manera siguiente:

- Coloque una muestra inalterada de suelo en un consolidómetro, y aplíquese una carga normal igual a la sobrepresión de diseño. Por ejemplo, el esfuerzo actuante sobre la localización de la muestra de suelo, después de que la cimentación ha sido colocada.
- Inunde la muestra, y permítale expandirse bajo la sobrepresión de diseño.
- Completada la expansión, cargue a la muestra de suelo mediante incrementos hasta que regrese a su volumen original. La presión correspondiente al volumen original es la presión de expansión.
- Descargue al suelo en decrementos hasta que la carga sea menor al esfuerzo de sobrepresión in situ.

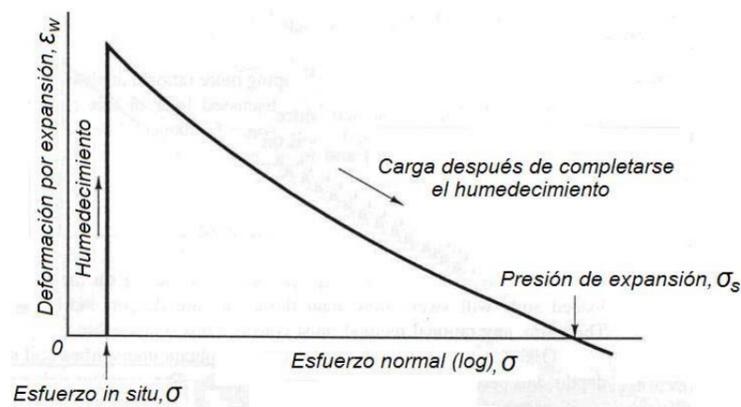


Fig. 5.9 Determinación de la presión de expansión mediante la prueba de expansión con carga.

Otra forma de medir la presión de expansión del suelo es mediante el uso de un consolidómetro modificado que no permita la deformación vertical de la muestra.

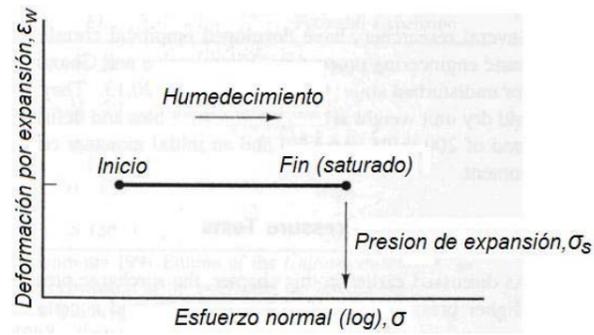


Fig. 5.10 Determinación de la presión de expansión mediante el uso de un consolidómetro modificado.

Esta prueba, llamada de expansión a volumen constante (*Constant Volume Swell Test*), también puede ser llevada a cabo en un consolidómetro normal, haciendo uso de la siguiente metodología:

- Coloque la muestra inalterada de suelo en el consolidómetro y aplíquese una carga normal igual a la de sobrepresión de diseño.
- Inunde la muestra de suelo, incrementando la carga normal de manera que se restrinja cualquier expansión. Continúe hasta que la presión de expansión se haya desarrollado totalmente.
- Descargue a la muestra de suelo mediante decrementos, a fin de obtener su curva de expansión. Continúe hasta que la carga actuante sobre ella sea menor al esfuerzo de sobrepresión in situ.

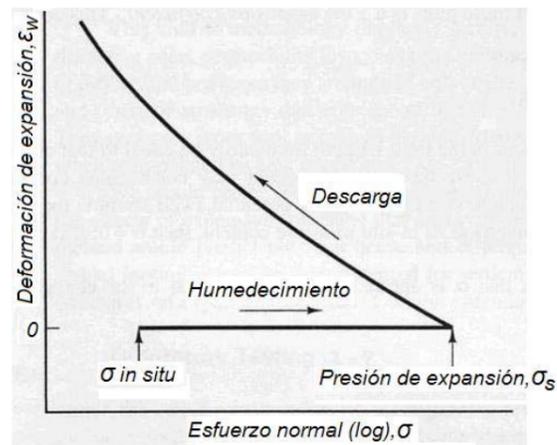


Fig. 5.11 Determinación de la presión de expansión del suelo mediante la prueba de expansión a volumen constante.

Cabe destacar que la prueba de expansión con carga modificada (*MSO*) tiende a producir presiones de expansión mayores a las de la prueba de expansión a volumen constante (*CVS*). Además, Johnson y Stroman (1976) recomiendan el uso de la prueba *MSO* para los casos en los que la sobrepresión de diseño es conocida de antemano, mientras que recomiendan el uso de la prueba *CVS* para los casos en que no lo es.

Cuantificación de la expansión: Los resultados de las pruebas de expansión se aplican al cálculo de las expansiones superficiales de los suelos, mediante el uso de la ecuación:

$$\delta_w = \sum_{i=1}^N \varepsilon_{wi} H_i (0.01)$$

Donde:

δ_w = Expansión superficial bajo la presión de sobrecarga, cms.

ε_{wi} = Por ciento de expansión del estrato i , sometido a la presión de sobrecarga (obtenido mediante la prueba de expansión).

H_i = Espesor del estrato i , cms.

N = Número total de estratos dentro de la zona activa del suelo.

Por tanto, si obtenemos los valores de ε_{wi} correspondientes a cada estrato para un cierto rango de variación en la presión de sobrecarga, podremos obtener una gráfica de presiones de sobrecarga contra expansiones superficiales del suelo (fig. 5.12), y si este proceso es repetido a través de diferentes puntos del sitio, se puede llegar a hacer una estimación de la expansión diferencial que habrá de presentarse en campo. Además, este procedimiento permite obtener un módulo de reacción de la subrasante (K) a largo plazo, el cual nos puede ser útil al momento de realizar un análisis racional de la cimentación.

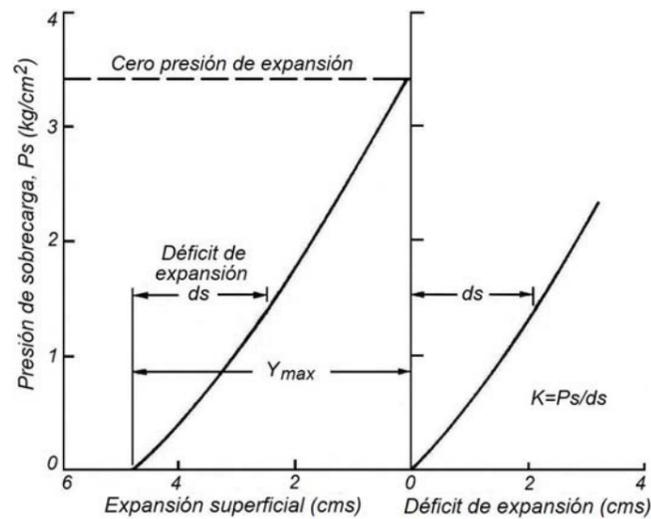


Fig. 5.12 Presión de sobrecarga contra expansión superficial y déficit de expansión.

La expansión que presenta un suelo en el campo usualmente es menor a la que se mide en laboratorio, debido principalmente a que este rara vez llega a saturarse completamente. Por tanto, el coeficiente de humedecimiento (α) del suelo fue definido como la relación existente entre la expansión actual y la potencial del suelo, siendo que Chen (1988) sugirió que podía aproximarse al cambio en el grado de saturación de este.

$$\alpha = \frac{G_s - G_{SO}}{1 - G_{SO}}$$

Donde:

G_{SO} = Grado de saturación inicial, en forma decimal.

G_s = Grado de saturación final, en forma decimal.

Por tanto, el cálculo de expansiones superficiales puede tomar en cuenta la variación de humedad que se espera que tenga el suelo, mediante el uso de este coeficiente.

$$\delta_w = \sum_{i=1}^N \alpha_i \varepsilon_{wi} H_i (0.01)$$

Donde:

δ_w = Expansión superficial bajo la presión de sobrecarga, cms.

α_i = Coeficiente de humedecimiento del estrato i .

ε_{wi} = Por ciento de expansión del estrato de suelo i , sometido a la presión de sobrecarga (obtenido mediante la prueba de expansión).

H_i = Espesor del estrato i , cms.

N = Número total de estratos dentro de la zona activa del suelo.

Ejemplo: Una columna con 140 KN de carga será desplantada a 0.50 m de profundidad, mediante una zapata aislada. La presión de contacto permisible es de 150 KPa. El suelo bajo la zapata es una arcilla expansiva que actualmente tiene un grado de saturación del 25% y un peso unitario de 17 KN/m³. La profundidad de la zona activa es de 3.0 m y los resultados de las pruebas de expansión se muestran en la figura 5.13.

Calcule el potencial de expansión de la zapata debido al humedecimiento del suelo expansivo de soporte.

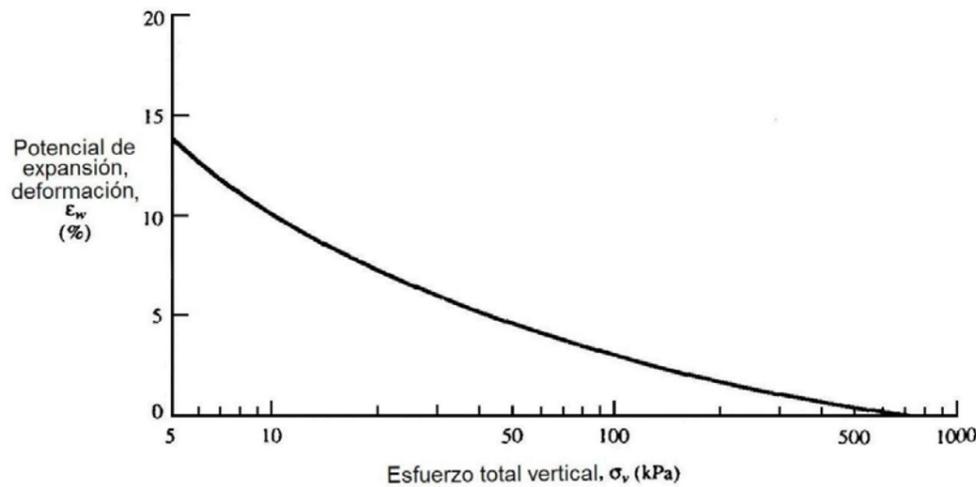


Fig. 5.13 Resultados de la prueba de expansión.

$$B = \sqrt{\frac{P}{q_{adm}}} = \sqrt{\frac{140}{150}} = 0.97m. \quad \text{Proponiendo una zapata cuadrada con } B = 1.0 m.$$

Profundidad (m)	H_i (mm)	Al punto medio del estrato de suelo								$\delta_{wi}^{(6)}$ (mm)
		Z_F (m)	$\sigma_{vo}^{(1)}$ (KPa)	$\Delta\sigma_v^{(2)}$ (KPa)	$\sigma_v^{(3)}$ (KPa)	ε_{wi} (%)	G_{SO} (%)	$G_S^{(4)}$ (%)	$\alpha^{(5)}$	
0.5 - 0.75	250	0.125	10.63	140	150.63	2.0	25	84.38	0.79	3.95
0.75 - 1.0	250	0.375	14.88	130	144.88	2.1	25	78.13	0.71	3.73
1.0 - 1.5	500	0.750	21.25	71	92.25	3.0	25	68.75	0.58	8.70
1.5 - 2.0	500	1.250	29.75	40	69.75	3.5	25	56.25	0.42	7.35
2.0 - 3.0	1,000	2.000	42.50	19	61.50	3.8	25	37.50	0.17	6.46
Expansión superficial										30.19

Tabla 5.7 Cálculo de expansiones haciendo uso del coeficiente de humedecimiento del suelo.

(1) Esfuerzo de sobrecarga debido al peso del suelo: $\sigma_{vo} = \gamma_{suelo} (Z_F + Z_{desplante})$

(2) Esfuerzo de sobrecarga debido a la zapata: Calculado mediante la teoría de Boussinesq para la transmisión de esfuerzos verticales al centro de un área cuadrada cargada con una sobrecarga $q = 140 \text{ KPa}$, a una profundidad Z_F correspondiente al centro de cada estrato.

(3) Esfuerzo de sobrecarga total: $\sigma_v = \sigma_{vo} + \Delta\sigma_v$

(4) Grado de saturación final del suelo: Este fue calculado suponiendo una disminución lineal desde la superficie ($G_S=100\%$) y hasta el fondo de la zona activa ($G_S=25\%$).

(5) Coeficiente de humedecimiento del suelo: $\alpha = \frac{G_S(\%) - G_{SO}(\%)}{100 - G_{SO}(\%)}$

(6) Expansión del estrato: $\delta_{wi} = \alpha_i \varepsilon_{wi} H_i (0.01)$

Método del doble odómetro de Jennings y Knight (1957): Este método se basa en la suposición de que existe un punto durante la compresión de un suelo no saturado en el que pasa de una presión aplicada a un esfuerzo efectivo, lo que hace que su curva de compresibilidad se una al tramo virgen de la curva de compresibilidad del suelo saturado. Se ejecuta ensayando simultáneamente a dos muestras inalteradas de suelo (obtenidas de localizaciones adyacentes) en dos consolidómetros diferentes, de acuerdo al procedimiento de prueba siguiente:

- La primera muestra de suelo es aislada mediante una membrana plástica a fin de que mantenga su contenido de humedad natural al ser sometida a una prueba de consolidación tradicional. La muestra de suelo tomada a una profundidad Z poseerá una presión de sobrecarga $P_o = \gamma_{suelo} Z$, correspondiente a la relación de vacíos e_o . Al ser sometida a un incremento de carga ΔP , su asentamiento podrá ser calculado a partir del cambio en la relación de vacíos $e_o - e_1$.

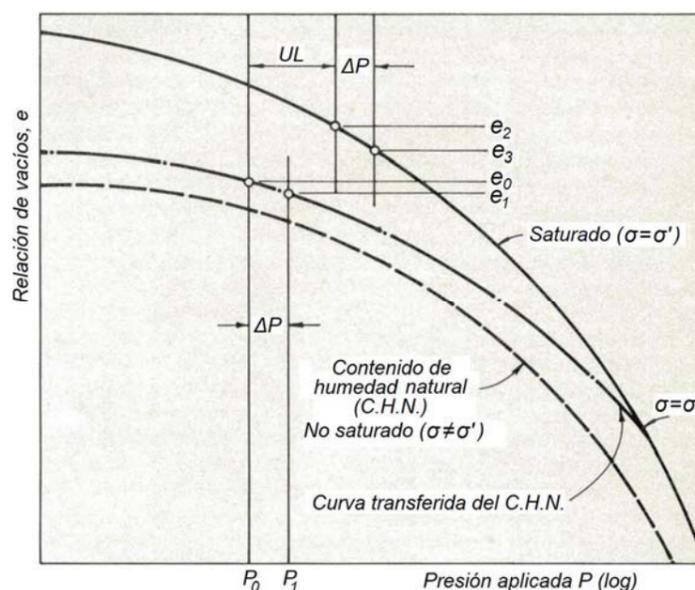


Fig. 5.14 Ajuste necesario para hacer coincidir los tramos vírgenes de las dos curvas.

- La segunda muestra de suelo es sometida al libre acceso de agua bajo una presión de sobrecarga de 0.01 kg/cm^2 , realizándole una prueba de consolidación tradicional una vez que se haya expandido totalmente. Al ganar humedad y expandirse, la muestra de suelo altera su condición original a una nueva presión efectiva $P_o + U_L$, correspondiente a la relación de vacíos e_2 . Si D es la profundidad existente al NAF, $U_L = \gamma_{\text{agua}} (D-Z)$. Además, al tomar en cuenta el efecto del incremento de carga ΔP , el suelo llegará al esfuerzo $P_o + U_L + \Delta P$, correspondiente a la relación de vacíos e_3 .
- Las dos curvas de compresibilidad obtenidas deben ser graficadas en un mismo diagrama, seleccionando a una de ellas para realizar el ajuste vertical, el cual consiste en hacer coincidir los tramos vírgenes de ambas curvas. De esta manera, el movimiento final del suelo podrá ser calculado sumando los cambios que se tienen en las relaciones de vacíos, siendo que en la tabla 5.8 se muestra un ejemplo de cálculo de expansiones.

Estrato	Profundidades arriba y abajo del estrato. (m)	Espesor del estrato (m)	Profundidad de prueba (profundidad media del estrato)	P_o en T/m^2 ($\gamma_{\text{suelo}} = 2 T/m^3$)	ΔP en T/m^2 (calculado para la presión de sobrecarga)	U_L en T/m^2 (suponiendo una profundidad del NAF de 12m)	e_0	e_1	e_2	e_3	Expansión de la superficie descargada (cms) ⁽¹⁾	Asentamiento bajo el edificio (cms) ⁽²⁾	Expansión neta bajo el edificio (cms) ⁽³⁾
1	1.20	0.80	1.60	3.20	0.10	10.40	0.419	0.418	0.492	0.481	4.12	0.06	3.50
	2.00												
2	2.00	0.80	2.40	4.80	0.07	9.60	0.428	0.427	0.460	0.455	1.79	0.06	1.51
	2.80												
3	2.80	0.40	3.00	6.00	0.06	9.00	0.418	0.417	0.449	0.447	0.87	0.03	0.82
	3.20												
4	3.20	0.80	3.60	7.20	0.04	8.40	0.544	0.543	0.563	0.562	0.98	0.05	0.93
	4.00												
5	4.00	1.00	4.50	9.00	0.04	7.50	0.626	0.625	0.640	0.639	0.86	0.06	0.80
	5.00												
6	5.00	1.50	5.75	11.50	0.04	6.25	0.523	0.522	0.524	0.523	0.10	0.10	0.00
	6.50												
Totales											8.73	0.35	7.56

Tabla 5.8 Cálculo de expansiones con el método del doble odómetro de Jennings y Knight.

$$^{(1)} \text{ Expansión de la superficie descargada: } \frac{H}{1+e_0} (e_0 - e_2)$$

$$^{(2)} \text{ Asentamiento bajo el edificio: } \frac{H}{1+e_0} (e_0 - e_1)$$

$$^{(3)} \text{ Expansión neta bajo el edificio: } \frac{H}{1+e_0} (e_0 - e_3)$$

Cabe destacar que si bien las predicciones de expansión hechas con este método se han correlacionado adecuadamente con las mediciones de campo, todo parece indicar que tiende a sobreestimarlas en alrededor de un 16 por ciento de su valor.

5.3.3 Métodos cuantitativos.

Estos métodos requieren la realización de pruebas que evalúen al suelo con base a sus propiedades físicas fundamentales. Si bien este enfoque todavía no ha sido desarrollado a detalle, todo parece indicar que la succión del suelo promete ser la llave para la estimación cuantitativa de los cambios volumétricos del suelo.

RESUMEN.

Las estructuras localizadas sobre suelos expansivos en regiones áridas tienden a experimentar un levantamiento de sus bordes cuando estos se humedecen (distorsión cóncava). Por el contrario, en climas húmedos el suelo bajo sus bordes tienden a presentar una contracción y depresión cuando estos se desecan (distorsión convexa). Si bien es más común encontrar a ambos patrones de afectación de una manera distorsionada, tanto por expansiones como por contracciones localizadas.

Para identificar la presencia de suelos expansivos se debe tomar en cuenta que estos poseen contenidos significativos de arcilla (probablemente situados dentro de los símbolos CL, CH, ML, MH o SC del SUCS), que usualmente son muy duros cuando se secan, con tendencias a presentar una apariencia vidriosa al ser cortados con una espátula, y a presentar grietas superficiales en forma de patrones regulares, y que por el contrario se vuelven suaves y pegajosos cuando se humedecen. Además, la evidencia de flujo o creep en laderas, y la existencia de grietas de contracción a espaciamientos regulares en el terreno también son características comunes en los terrenos que presentan suelos expansivos.

En general, los métodos de determinación del grado de expansividad de los suelos se clasifican en tres grandes grupos:

- Los métodos cualitativos, los cuales usualmente se basan en correlaciones entre el potencial de expansión del suelo y sus pruebas más comunes, tales como los límites de Atterberg o el porcentaje de coloides. De ellos se puede observar que en casi todas las correlaciones, los suelos con límites líquidos mayores a 40 e índices plásticos mayores a 15, son considerados como potencialmente expansivos.
- Los métodos semicuantitativos que generan resultados numéricos, si bien sus diseños se realizan sobre bases empíricas. Dentro de este grupo destacan las pruebas de expansión, las cuales miden directamente las características deseadas del suelo y son relativamente fáciles de realizar.
- Los métodos cuantitativos, los cuales requieren la realización de pruebas que evalúen al suelo con base a sus propiedades físicas fundamentales, y que constituyen la base de los procedimientos racionales de diseño. Si bien este enfoque todavía no ha sido desarrollado a detalle, todo parece indicar que la succión del suelo promete ser la llave para la estimación cuantitativa de los cambios volumétricos del suelo.

CONCLUSION.

Los movimientos de los suelos bajo las estructuras ocurren con un movimiento general de levantamiento, el cual comienza poco después de empezada la construcción y termina en aproximadamente cuatro años o más después de finalizada la obra, con una expansión y contracción cíclica, la cual normalmente ocurre alrededor del perímetro de la estructura y esta fuertemente relacionada a la cantidad de lluvia y evapotranspiración existente, y con expansiones y contracciones localizadas, usualmente debidas a factores extraños.

En general, las correlaciones entre el potencial de expansión de los suelo y sus pruebas más comunes, son muy útiles para identificar la presencia de suelos expansivos (en casi todas ellas se puede observar que los suelos con límites líquidos mayores a 40 e índices plásticos mayores a 15, son considerados como potencialmente expansivos), mientras que las pruebas de expansión son los métodos más utilizados para definir el potencial de expansión de los suelos, debido a que estas miden directamente 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.

Capítulo 6: TRATAMIENTOS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS.

En general, no existe interés por crear cimentaciones capaces de resistir todos los movimientos posibles del suelo, ya que sus costos podrían exceder a los daños que se intentan prevenir. Esto hace que el trato con los suelos expansivos se convierta en una balanza de riesgos contra costos.

6.1 Medidas preventivas básicas.

Cualquier construcción sobre suelos expansivos debe incluir al menos las siguientes medidas preventivas básicas:

Drenaje superficial: El aseguramiento de que la superficie del suelo tenga una pendiente hacia fuera de la estructura y la instalación de canaletas que descarguen lejos de su cimentación, ayudan a limitar la posibilidad de que el agua de lluvia se infiltre a los estratos expansivos subyacentes. En general, se recomienda que las áreas pavimentadas y sin vegetación tengan una pendiente mínima del 2%, mientras que las áreas con vegetación tengan una del 5%.

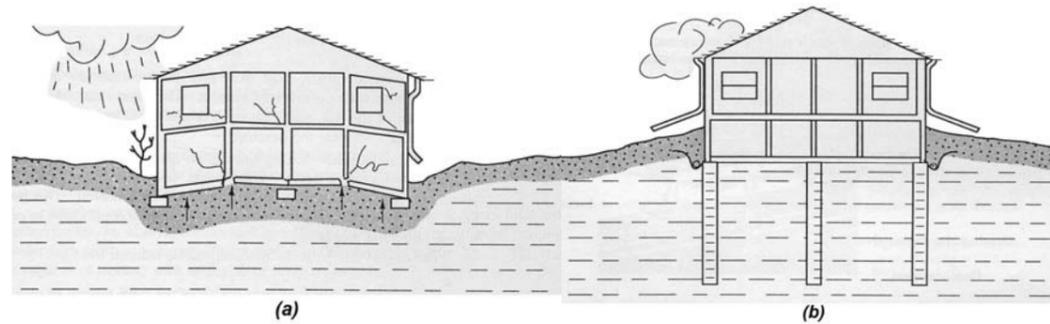


Fig. 6.1 Detalles de la superficie de drenaje: (a) Drenaje deficiente (suelo húmedo expandido)
(b) Drenaje eficiente (suelo seco estable).

Áreas jardinadas: La irrigación y las plantas pueden llegar a provocar humedecimientos y desecaciones importantes al suelo. Por tanto, se recomienda evitar colocar sistemas de irrigación (las tuberías de irrigación son especialmente susceptibles a sufrir fugas), y evitar plantar árboles grandes (especialmente aquellos con sistemas de raíces poco profundas) en lugares adyacentes a las estructuras. En general, se considera que los árboles tienen un radio de afectación al suelo de entre 1 y 1.5 veces su altura.

Instalaciones subterráneas: Las instalaciones subterráneas a menudo son distorsionadas por los movimientos diferenciales del suelo (esto es más propenso a ocurrir en los lugares donde las tuberías entran a los edificios). En general, el riesgo de expansiones localizadas debidas a fugas en las tuberías de agua o drenaje puede ser reducido mediante el uso de tuberías flexibles (tales como las de PVC), con juntas igualmente flexibles (las juntas macho – hembra son especialmente susceptibles a sufrir daños).

Subdrenajes: Los subdrenes bajo y alrededor del perímetro de la cimentación, y los drenes verticales de arena que llegan hasta los estratos subyacentes más permeables, pueden minimizar la expansión del suelo. Debido a que estos sistemas no detienen la migración de humedad, aunque si elimina al agua libre en exceso, siempre existe la

posibilidad de que se presenten expansiones substanciales. Cabe destacar que cuando se decida instalar subdrenes, es conveniente instalarlos con una pendiente mínima del 0.50 % (a fin de evitar posibles contraflujos), además de cubrirlos mediante un geotextil (a fin de evitar su azolve).

6.2 Diseño de estructuras.

O'Neill y Poormoayed (1980) clasificaron a las soluciones para construir sobre suelos expansivos en tres categorías básicas:

1. Las que alteran las condiciones del suelo expansivo a fin de reducir o eliminar su potencial de expansión.
2. Las que evitan a los suelos expansivos, aislando a las cimentaciones de sus efectos.
3. Las que proveen cimentaciones capaces de soportar los movimientos diferenciales del suelo, mitigando sus efectos sobre la superestructura.

Cada una de estas propuestas incluye metodologías específicas, algunas de las cuales se discutirán a continuación:

6.2.1 Alterar el suelo expansivo.

Remplazamiento: El método más obvio de prevención de daños es el de reemplazar al suelo expansivo por uno que no lo sea. Si bien este método es muy efectivo, en general resulta costoso, por tanto es práctico de aplicar solo en el metro más superficial del suelo (los suelos de reemplazo colocados sobre los suelos expansivos les provocan una sobrecarga que tiende a reducir sus potenciales de expansión).

Si bien el reemplazo debe hacerse por un suelo no expansivo y poco permeable, la prioridad debe ser colocar un suelo poco permeable a fin de evitar la infiltración del agua que pudiera llegar a incrementar la profundidad de la zona activa del suelo. De hecho, esta técnica puede ser aplicada haciendo uso de suelos expansivos en zonas de rellenos profundos, aunque siempre recordando que los suelos más expansivos deben ser colocados a profundidades mayores, a fin de que las sobrecargas contrarresten sus presiones de expansión y de que se encuentren en las zonas de menor variación estacional de humedad.

Otra opción que se tiene es la de utilizar como reemplazo a mezclas de los suelos expansivos con otros no expansivos a fin de reducirles su potencial de expansión, aunque esta técnica presenta el inconveniente de requerir un mezclado uniforme del suelo, lo cual puede resultar difícil de alcanzar en un sitio entero.

Control de la compactación: La opción de utilizar al mismo suelo expansivo del sitio, aunque después de realizarle un remoldeo con un adecuado control en el contenido de humedad y densidad de compactación, es uno de los métodos más prácticos y económicos para el control de expansiones, llegando a reducirlas o incluso eliminarlas.

En general, los suelos expansivos deben ser compactados y mantenidos a humedades mayores a su óptimo, y a las menores densidades posibles, debido a que esto reduce su potencial de expansión y a que la mayoría de las construcciones son menos susceptibles a los daños por contracciones que por expansiones del suelo (ver 3.2 y 3.3). Además, los métodos de compactación que inducen esfuerzos cortantes, tales como los de amasado mediante el uso de rodillos pata de cabra, tienden a reducir las expansiones del suelo, debido a que producen una dispersión en el arreglo de sus partículas.

Cabe destacar que durante un proceso de compactación, puede ser más importante controlar el contenido de humedad del suelo que su densidad. Esto fue comprobado por Gizienski y Lee (1965) durante un estudio que realizaron (fig. 6.2), ya que cuando las muestras fueron compactadas a humedades alrededor de un 4.5% mayores a su óptimo (contenido de humedad óptimo del 10.5%) se presentaron expansiones insignificantes para cualquier grado de compactación, mientras que cuando fueron compactadas a humedades de alrededor de un 3% por debajo de su óptimo se registraron expansiones excesivas incluso para bajos grados de compactación.

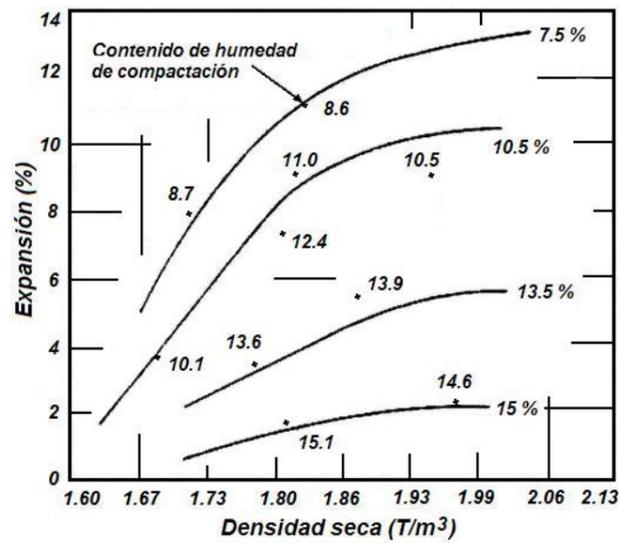


Fig. 6.2 Variación de la expansión del suelo con su densidad seca para diferentes contenidos de humedad de compactación.

Cabe destacar que los suelos deben ser compactados lo más uniformemente posible a fin de minimizar sus movimientos diferenciales. Por ejemplo, cuando se tienen terrenos inclinados con estratos horizontales de suelos expansivos, y se desea crear niveles de construcción mediante el corte de los lados más altos y el relleno de los más bajos con su producto, se pueden llegar a presentar expansiones diferenciales aún en los lugares con contenidos de humedad y densidades similares tanto en cortes como en terraplenes. Por tanto, se recomienda excavar la zona cortada, para que tras su posterior relleno se provea a la construcción con una mayor uniformidad en el suelo.

Además, se debe estar conciente que una vez que la estructura este en su lugar el suelo tenderá a perder humedad hasta un cierto límite, debido a su desecación por parte de los estratos más profundos, y que tan pronto como la construcción termine puede ocurrir el problema opuesto debido a la infiltración de agua a través de las grietas de contracción, inclusiones permeables, o mediante la migración de humedad de los estratos inferiores saturados.

Tratamiento con cal: Este método de estabilización es especialmente útil cuando se van a crear rellenos a gran escala de materiales expansivos o cuando existen profundidades superficiales de estos. Aunque presenta el inconveniente de que un adecuado mezclado entre el suelo y la cal solo puede llevarse a cabo de manera práctica en el metro más superficial del suelo, si bien usualmente solo se realiza en los 30 o 50 cms más superficiales, además de que la aplicación de cal incrementa el *pH* del suelo, lo cual tiende a evitar el crecimiento de las plantas.

La estabilización del suelo se desarrolla debido al intercambio catiónico (ver 2.7), ya que la adición de cal al suelo le provee un exceso de cationes multivalentes de calcio y magnesio, que tienden a reemplazar a sus cationes monovalentes de sodio y potasio. Además, se debe a la cementación creada entre las partículas, ya que las reacciones puzolánicas que toman lugar entre la cal y los silicatos y aluminatos de las arcillas y limos, tienden a formar agentes cementantes, principalmente silicatos y aluminatos hidratados de calcio. Por tanto, el mezclado de la cal y el suelo, y su subsiguiente compactación, debe empezar inmediatamente después de que se les adhiere el agua.

En general, la reacción química llevada a cabo entre el suelo y la cal, tiende a disminuir el límite líquido y el índice plástico del suelo, reduciendo su potencial de expansión y contracción. También incrementa su resistencia al esfuerzo cortante y su contenido de humedad óptimo, lo que reduce su contenido de humedad, e incrementar su trabajabilidad y resistencia al esfuerzo cortante bajo condiciones húmedas. Si bien usualmente basta con aplicar entre un 2 y un 8% en peso de cal para estabilizar adecuadamente a los suelos expansivos, ocasionalmente se pueden requerir cantidades de hasta un 10 o un 15% en aquellos suelos que han sido tratados con fertilizantes que contienen amonio, ya los cationes de amonio son muy difíciles de reemplazar.

Expansiones inducidas por la adición de cal: Si bien pequeñas cantidades de sulfato tienden a producir un incremento significativo en la resistencia de ciertos tipos de suelos, existe evidencia de efectos detrimentales cuando se tienen concentraciones mayores en los suelos tratados con cal, ya que realzan sus características de expansión y pueden inducirles desintegración al momento de saturarse.

La expansión inducida por la adición de cal es un fenómeno relativamente inusual, el cual solo afecta las reacciones puzolánicas a largo plazo de las mezclas de suelo (esto significa que no hay una indicación inmediata de su potencial de expansión). Así, una vez que la mezcla suelo – cal es hidratada, el *pH* del sistema suelo – agua se estabiliza a un valor aproximado de 12.3. Puesto que los minerales de arcilla se vuelven inestables y empiezan a deteriorarse a un *pH* mayor al de 10.5, la disolución de la arcilla provee las puzolanas de sílice y aluminio necesarias para la reacción con el calcio. Si se tienen sulfatos en exceso, su disociación será casi nula, lo que provocará que estos reaccionen con el aluminio (generado por la disociación de los minerales arcillosos) para formar la etringita. La etringita continuará formándose hasta que la temperatura del sistema descienda por debajo de los 15°C, ya que bajo esa temperatura se convierte en taumasita, debido a las substituciones isoestructurales de sílice por aluminio, y de carbonato por sulfato. Cabe destacar que tanto la etringita como la taumasita son hidrominerales, por lo que sin abundancia de agua no se podrían formar, además de que todavía no se tiene claro que afectaciones de expansión son producidas por la etringita y por la taumasita, y de hecho todavía no se sabe si la taumasita es necesaria para inducir las expansiones.

Los estudios realizados (*Hunter, 1988*) han demostrado que se necesita aproximadamente un 10% en peso o más de partículas arcillosas para que se lleven a cabo las reacciones químicas adversas. Además, se ha demostrado que el tratamiento de suelos arcillosos con cal es riesgoso incluso a bajas concentraciones de sulfato, ya que el agua en exceso puede movilizar y concentrar los iones necesarios para las reacciones (debido a que la difusión a través de los suelos finos es extremadamente lenta, las expansiones inducidas ocurren preferentemente en las áreas donde el agua fluye libremente). Por tanto, si las juntas de construcción son adecuadamente selladas, si se tiene un buen drenaje superficial en las obras, y si las trincheras de drenaje son cubiertas con materiales impermeables y presentan una pendiente de drenaje adecuada, es posible utilizar estabilizaciones con cal incluso en los suelos con altas concentraciones de sulfato y minerales arcillosos.

Si bien es difícil predecir las condiciones bajo las cuales se pueden inducir expansiones por la adición de cal, se pueden considerar dos extremos: Si el ambiente geoquímico es carente de sulfatos solubles, no ocurrirán expansiones. Por otra parte, si los sulfatos se aproximan al 1% (10,000 ppm), los minerales de arcilla suman por lo menos el 10% del suelo, y el ambiente es saturado frecuentemente, ocurrirán expansiones. La dificultad es determinar el potencial de expansión entre esos dos extremos.

La expansión inducida puede ser predecida en laboratorio, aunque no con los procedimientos estándar. El método más simple envuelve la prueba de expansión extendida a especímenes de suelo mezclados con cal. Si bien las arcillas expansivas normalmente alcanzan su cambio de volumen máximo en un periodo de 24 hrs, la expansión inducida continúa a un rango constante hasta que todo el sulfato disponible haya reaccionado. Este periodo puede ser de meses o incluso años. Por tanto, si las expansiones continúan más allá de 5 o 10 días, y se sabe que el suelo contiene sulfatos, se deben esperar expansiones.

Cabe destacar que debido a que las reacciones cemento – sulfato – arcilla son similares a las cal – sulfato – arcilla, se tienen riesgos similares de expansión en las estabilizaciones suelo – cemento.

Cal Inyectada a Presión (Pressure Injected Lime): Mediante esta técnica, una lechada de cal es inyectada a presión en el suelo, lo que permite tratarlo en condiciones inalteradas y a la profundidad deseada. Resulta ser la técnica de estabilización química más económica una vez que ha demostrado su efectividad en un sitio, además presenta la ventaja de poder ser utilizada para realizar reparaciones a estructuras que ya han sido afectadas por los suelos expansivos.

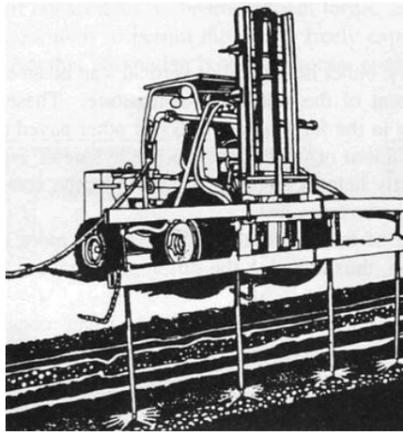


Fig. 6.3 Equipo para inyectar la lechada de cal a presión.

La lechada inyectada tiende a seguir o a crear planos de fracturas en el suelo, depositando numerosas vetas de cal que encapsulan a los bloques existentes entre ellas. Esto permite que exista una reacción química constante entre el suelo y la cal a lo largo de las vetas, aunque debido a que ni la cal ni el agua logran penetrar profundamente en el suelo, no se llega a producir un tratamiento uniforme de este. Por tanto, el mayor efecto del *PIL* es el de proporcionar un efecto de prehumedecimiento al suelo, y el de retardar su migración de humedad, ya que las vetas funcionan como barreras de humedad. Cabe destacar que la condición más favorable para alcanzar el éxito mediante esta técnica, es la presencia de una extensa red de fisuramiento en el suelo capaz de proveer senderos para la dispersión de la lechada.

Estabilización con cemento: La estabilización con cemento Pórtland se desarrolla a partir de la creación de ligas cementantes entre las partículas de suelo y los silicatos y aluminatos hidratados de calcio producidos durante la hidratación del cemento, siendo que la dureza obtenida durante la cementación se debe a la desecación gradual de los productos gelatinosos y a la cristalización de los nuevos minerales. Schaefer (1997) describió la manera específica en la que el cemento interactúa con el suelo:

“Cuando el agua de poro entra en contacto con el cemento Pórtland, ocurre su hidratación. Los productos de esta hidratación son los silicatos y aluminatos hidratados de calcio, y la cal hidratada. Los primeros dos se unen entre sí durante el endurecimiento para formar un esqueleto duro que encapsula a las partículas inalteradas de suelo (cementación primaria). Por su parte, la disociación de la cal hidratada produce un aumento en el *pH* del agua de poro, ya que las bases disuelven al sílice y aluminio de la superficie de los minerales de arcilla, inherentemente ácidos. Mientras, los silicatos y aluminatos hidratados reaccionarán gradualmente con los iones de calcio liberados durante la hidratación del cemento, formando compuestos insolubles (cementación secundaria) que endurecerán cuando se cure a la mezcla. Esta reacción es conocida como la reacción puzolánica.”

En general, el cemento Pórtland reduce el límite líquido, el índice plástico y el potencial de expansión del suelo, además incrementa su límite de contracción y su resistencia al esfuerzo cortante. Es usual aplicar cantidades de entre un 2 y un 6% en peso de cemento para estabilizar a los suelos, con métodos de mezclado y dispersión casi idénticos a los usados con la cal. El cemento Pórtland usualmente es el mejor tipo de mezcla comúnmente disponible para estabilizar a los suelos, aunque presenta el inconveniente de su alto costo.

Estabilización con ceniza: El incremento en la demanda de energía eléctrica ha provocado la construcción de muchas plantas termoeléctricas que trabajan a base de la quema de carbón. La ceniza es el subproducto extraído de sus hornos, siendo que existe en dos tipos principales: la ceniza tipo F, producida durante la quema de antracita o carbón bituminoso, y la ceniza tipo C, producida durante la quema de lignito o carbón subbituminoso.

En general, la ceniza es clasificada como un limo fino no plástico, el cual posee una adecuada cantidad de cationes divalentes y trivalentes de calcio, aluminio y hierro, que favorecen la estabilización de los suelos expansivos a través del proceso de intercambio catiónico. Cabe destacar que con el uso de la ceniza se tiene una disminución en el potencial de expansión del suelo conforme a su tiempo de curado, al igual que con el uso del cemento y la cal, debido al desarrollo de las reacciones puzolánicas.

A manera ilustrativa, en la figura 6.4 se presentan los resultados obtenidos por Cokca (2001) durante un ensayo de estabilización aplicado a un suelo expansivo mediante la adición de cal, cemento y ceniza tipo C.

Adición de potasio u otros cationes activos: Este método se basa en el concepto del intercambio catiónico a fin de reducir la succión osmótica del suelo (ver 2.7 y 2.8), y es particularmente útil para los casos en que se tienen suelos expansivos homogéneos tales como arcillas, lutitas y esquistos, y para los casos en que hay que tratar con estructuras que ya han sido afectadas por las expansiones debido a que provoca un efecto de desecación y reconsolidación en los suelos hidratados.

Su aplicación generalmente se realiza mediante la inyección a presión de una solución acuosa sobresaturada, aunque cabe destacar que su uso implica tener que tratar por lo menos al 85% de la profundidad de la zona activa, haciendo pruebas antes y después del tratamiento a fin de determinar su nivel de efectividad.

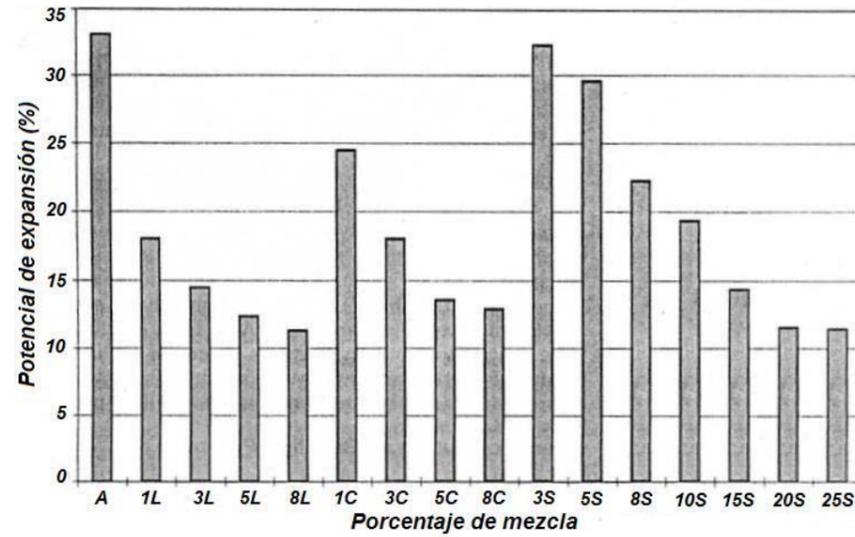


Fig. 6.4 Efecto de la adición de cal (L), cemento (C) y ceniza tipo C (S) a un suelo expansivo. La letra A representa la condición natural, y los números representan el por ciento en peso de mezcla adherida.

Prehumedecimiento: Esta técnica se desarrolla mediante la inundación del sitio previa a la construcción, en un intento por expandir al suelo antes de que pueda provocar daños. Cabe destacar que si bien el incremento en el contenido de humedad del suelo disminuye su potencial de expansión, en general no afecta a su presión de expansión, por lo que no variará la sobrecarga necesaria para mantenerlo a volumen constante.

En ocasiones, esta técnica ha demostrado ser efectiva para mitigar las afectaciones a caminos construidos sobre suelos ligeros o moderadamente expansivos, aunque no cuando ha sido aplicada a sistemas superficiales de cimentación, debido a los periodos tan largos de inundación requeridos y a que los suelos pueden llegar a expandirse mucho aún después de la inundación. Por tanto, los suelos con altas características de expansión secundaria y con permeabilidades variables en la masa de suelo no son buenos candidatos a la aplicación de este método. Además, debido a que se puede tener una contracción severa en el perímetro de las estructuras, se hace necesario mantener el contenido de humedad del suelo constante ya sea mediante la implementación de barreras de humedad o mediante el jardinamiento e irrigación del perímetro de las estructuras.

Si bien el proceso de humidificación parece no verse afectado por la adición de químicos superficiales, si puede ser acelerado mediante la perforación de drenes verticales, los cuales pueden reducir el tiempo de expansión a tan solo unos meses de inundación. Por su parte, la inyección de agua a presión no ha demostrado ser práctica, debido a que el agua inyectada usualmente se pierde en las superficies de deslizamiento, inclusiones permeables y grietas de contracción del suelo, aunque si es retenida puede llegar a ser lentamente absorbida por los bloques de suelo.

En general, la técnica del prehumedecimiento tiende a dejar a los suelos superficiales sobresaturados e intrabajables. Por tanto, usualmente se requiere tratarlos a fin de que provean una adecuada plataforma de trabajo, siendo común que se mezclen con cal

hidratada o bien que se les coloque una capa superficial de 10 o 15 cms de espesor de suelo granular.

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. En general, las barreras de humedad nunca deben ser consideradas totalmente impermeables debido a la dificultad que representa el colocarlas sin provocarles daños, siendo que usualmente son consideradas como medidas suplementarias que trabajan en conjunto con otras técnicas, tales como la instalación de sistemas de riego o drenaje y el control de la cubierta vegetal.

Barreras verticales: La mayoría son aplicadas alrededor del perímetro de las estructuras a fin de reducir sus movimientos diferenciales a largo plazo. En general, las membranas de polietileno y asfalto han demostrado su efectividad, al igual que las trincheras verticales con alrededor de 15 cms de espesor y 1.50 m de profundidad, rellenas con grava (barreras capilares) y apoyadas sobre trincheras de concreto o de mezclas hechas con hule, cal y ceniza. Cabe destacar que se ha llegado a tener problemas debido a que la humedad penetra por debajo de las barreras o a que lo hace mediante hidrogénesis.

Barreras horizontales: Usualmente resultan menos efectivas que las barreras verticales, debido a que pueden ser fácilmente dañadas y a que puede actuar como detonantes para el afloramiento de humedad en el suelo. Estas pueden estar localizadas en la superficie del suelo en forma de aceras u otras áreas pavimentadas, o bien pueden encontrarse enterradas.

En general, las áreas pavimentadas alrededor de las estructuras tienden a reducir el movimiento diferencial del suelo tras extenderlo sobre un área mayor. Se recomienda que las aceras posean una membrana impermeable bajo su material de base, provistas con una inclinación hacia fuera de la estructura y con un drenaje cercano. Además, se recomienda que sean unidas a las estructuras mediante barras de sujeción a fin de prevenir que se alejen de ellas debido a los cambios de humedad en el suelo, colocándoles juntas flexibles e impermeables en el espacio existente entre las aceras y el perímetro de la estructuras.

6.2.2 Evitar al suelo expansivo.

Una forma de mitigar los efectos de las expansiones sobre las estructuras es la de soportarlas en los suelos más profundos, evitando a las zonas más activas del suelo. Estos métodos son especialmente útiles cuando se tiene estratos expansivos relativamente delgados con suelos no expansivos subyacentes.

Profundización de zapatas: Cuando se trata con suelos poco expansivos, generalmente con presiones de expansión menores a 25 t/m^2 , usualmente basta con aplicar un sistema de cimentación a base de zapatas aisladas ligeramente profundizadas (tal vez de 0.5 a 1.0 metro por debajo del nivel normal de desplante), debido a los requerimientos tan bajos de sobrecarga necesarios para limitar el cambio de volumen del suelo. Aunque cabe destacar que la presión de sobrecarga ejercida por una zapata solo controla los cambios de volumen de los suelos más superficiales, ya que la presión que ejerce se distribuye en un área mayor conforme se incrementa la profundidad (la expansión de los suelos profundos

solo es controlada por la sobrepresión debida al peso del suelo y no por la debida a la cimentación).

De hecho, si conocemos el levantamiento tolerable de la cimentación (usualmente se considera tolerable un levantamiento de 2 cms en zapatas) y determinamos la curva de cambio de volumen - variación de sobrecarga en el suelo, podremos definir la profundidad de desplante de la zapata en base a su presión de sobrecarga.

En general, las zapatas aisladas sobre suelos expansivos se diseñan con una presión de contacto igual a la de expansión, aunque esta condición solo es posible de tener en suelos muy poco expansivos. Esta forma de diseño presenta la ventaja de incrementar la rigidez de la zapata, ya que tiende a sobrediseñarla, extendiendo así a las expansiones sobre un área mayor y mejorando la tolerancia de la estructura a ellas.

Pisos soportados sobre pilas coladas in situ: Cuando se tienen suelos altamente expansivos, con expansiones totales de más de 2.50 cms y presiones de expansión mayores a las 25 t/m², usualmente se prefiere el uso de sistemas de pisos elevados soportados sobre pilas coladas in situ, los cuales ayudan a aislar a las estructuras de la expansión directa del suelo y a mantener al suelo ventilado y protegido contra la lluvia, induciéndole un estado más seco al que tendría con una losa apoyada directamente sobre él.

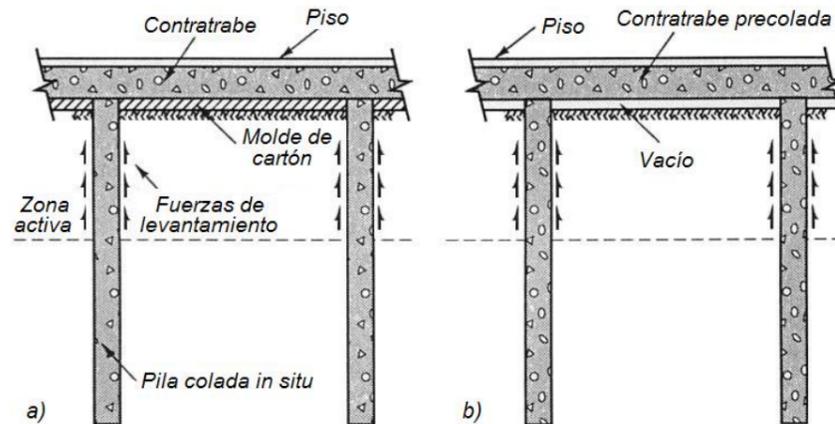


Fig. 6.5 Cimentación consistente en pilas coladas in situ y en contratraves elevadas: (a) Contratrabe colada in situ mediante cimbras de cartón diseñadas para colapsarse a presiones ligeramente mayores a las del concreto fresco (b) Contratrabe precolada. Note la existencia de fuerzas de levantamiento en las pilas debidas a la expansión del suelo en la zona activa.

Cuando se hace uso de este sistema, todas las pilas deben ser conectadas entre sí mediante contratraves precoladas suspendidas a una distancia mayor a la del potencial de expansión del suelo, o mediante contratraves coladas sobre cimbras de materiales compresibles tales como de cartón o hule espuma, a fin de que permitan la libre expansión del suelo que se encuentra bajo la estructura.

En general, las pilas deben ser construidas de diámetros pequeños a amplias separaciones y con cargas igualmente distribuidas, a fin de minimizar las expansiones diferenciales. Además, deben de extenderse por debajo de la zona activa, provistas con acero de refuerzo a través de toda su longitud para contrarrestar a las fuerzas de tensión y levantamiento que se desarrollan a lo largo de ellas cuando el suelo se expande. Las pilas deben poseer una longitud tal que las fuerzas de levantamiento mantengan a la sobrecarga transmitida al suelo dentro de su capacidad de carga, siendo que las fuerzas de levantamiento son contrarrestadas por la carga sobre la pila y por la fricción ejercida a

través de su longitud, aunque para propósitos de diseño se considera que la resistencia tanto a movimientos ascendentes como descendentes empieza al fondo de la zona activa. Se debe destacar que las cargas de compresión a considerar durante el cálculo del acero de refuerzo de las pilas, deben ser disminuidas a valores de hasta la mitad, ya que a menudo se pueden presentar expansiones substanciales del suelo antes de que la estructura se encuentre terminada. A manera de ejemplo, podemos mencionar que las pilas comúnmente usadas en Denver usualmente presentan diámetros de entre 25 y 30 cms, con largos que van de los 4.50 a los 6.00 m, y refuerzos mínimos de dos varillas de 5/8".

Tal como se mencionó anteriormente, una de las mayores preocupaciones es la del desarrollo de fuerzas de levantamiento a lo largo de las pilas. Este problema se ve agravado debido a la expansión horizontal del suelo, la cual provoca un incremento en el esfuerzo normal y en la fricción existente entre el suelo y la pila, y una mayor fuerza de levantamiento actuante sobre ella. Por tanto, la colocación de las pilas debe ser programada evitando los periodos relativamente secos del año. Reese y O'Neill (1988) recomiendan calcular a la fricción unitaria de levantamiento actuante sobre la parte de la pila ubicada en la zona activa del suelo, mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$f_s = a \sigma'_{hs} \tan \phi_r$$

Donde:

f_s = Fricción unitaria de levantamiento.

a = Coeficiente empírico.

σ'_{hs} = Presión horizontal de expansión.

ϕ_r = Ángulo de fricción efectiva residual de la arcilla.

Para propósitos de diseño, se puede considerar a la presión horizontal de expansión (σ'_{hs}) igual a la vertical, obtenida mediante una prueba con el odómetro. Por su parte, el ángulo de fricción efectiva residual de la arcilla (ϕ_r) debe ser obtenido mediante pruebas de laboratorio, siendo que Chen (1988) sugiere valores de entre 5° y 10° para el caso de arcillas duras y esquistos. Cabe destacar que el coeficiente de correlación "a" todavía no ha podido ser definido de manera precisa, aunque O'Neill y Poormoayed (1980) calcularon un valor de 1.3 a partir de una pila instrumentada en San Antonio, valor que se acerca mucho al calculado por Chen (1988) en base a un modelo de prueba que ha sido exitosamente usado en la práctica. Por tanto, ese valor puede ser utilizado hasta que se obtengan más datos experimentales.

Una alternativa de diseño tendiente a reducir las fuerzas de levantamiento actuantes sobre las pilas, es el uso de tubos coaxiales, los cuales mantienen aisladas a las pilas de las zonas activas del suelo. Su construcción se realiza mediante el colado de la pila dentro de una cimbra de cartón, la cual se encuentra dentro de un caparazón de acero. Por tanto, el espacio anular vació existente entre la cimbra y el caparazón tiende a funcionar como aislante, aunque usualmente se rellena con un material blando e impermeable.

6.2.3 Mitigar los efectos en la superestructura.

Sistemas de cimentación flexibles: Este método de diseño consiste en la creación de cimentaciones a base de unidades rígidas unidas de manera flexible. En ellas, se espera que la instalación de juntas flexibles evite el desarrollo de grietas en las estructuras.

Una manera de incrementar la flexibilidad de las estructuras es mediante el uso de losas flotantes, las cuales permiten el desarrollo de movimientos en el suelo, encontrando su

principal aplicación cuando no se planea el uso de tratamientos de estabilización en ellos. En general, estas consisten en losas de piso separadas de la cimentación, provistas con juntas deslizantes que las hacen estar en estado libre.

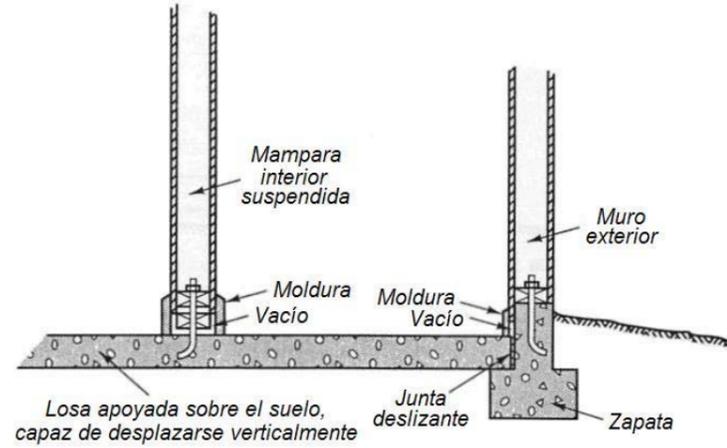


Fig. 6.6 Losa flotante y detalles de diseño relacionados.

En el esquema de la figura 6.6 se puede observar que es preferible colocar la abertura de los muros en su parte inferior (pegado al piso), que en su parte superior (pegada al techo), ya que esta puede ser ocultada fácilmente mediante la colocación de una moldura flexible. Si bien los sistemas de losas flotantes resultan muy útiles, cualquier construcción que descansa sobre ellas debe ser capaz de desplazarse a su mismo ritmo. Por tanto, en el diseño se debe especificar que las conexiones de agua y drenaje deben ser flexibles, además que las escaleras deben encontrarse ligadas a muros y techos, y no a las losas, en un intento por prevenir que se levanten y afecte a la estructura. Debido a esto, las losas flotantes son más utilizadas en estacionamientos y sótanos, ya que en ellos es más fácil implementar estos detalles de diseño.

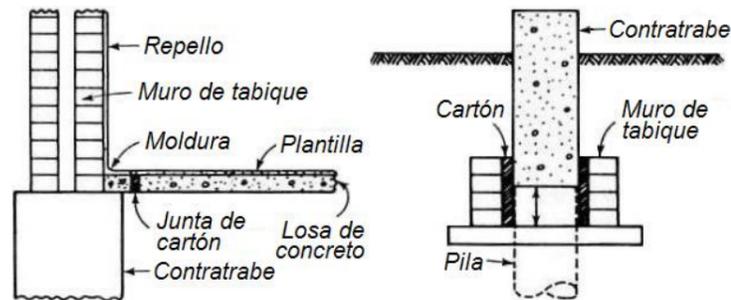


Fig. 6.7 Detalle de un piso y contratrabe flotante. Note como el suelo puede expandirse sin agrietar las losas de piso o bien transfiriendo las fuerzas de expansión a la parte principal de la estructura.

Sistemas de cimentación rígidos: Prevén la construcción de cimentaciones tan rígidas y fuertes, que son capaces de moverse como una unidad. En ellas, la expansión diferencial solo causa una inclinación (sin distorsión) de las estructuras.

En general, la alternativa más común de estos sistemas es el uso de losas reforzadas convencionales, las cuales pueden presentar una alternativa al reforzamiento a través del uso de losas pretensadas o postensadas.

Cabe destacar que cuando se planea construir sobre suelos expansivos, es preferible hacer uso de las losas llamadas de tipo "waffle", las cuales son coladas sobre cimbras

colapsibles de cartón a fin de darle oportunidad al suelo bajo ellas de expandirse. Kantey (1980) ha obtenido éxitos rutinarios en Sudáfrica mediante su aplicación a edificios de tabique, los cuales se han llegado a comportar adecuadamente incluso después de experimentar expansiones totales superiores a los 25 cms.

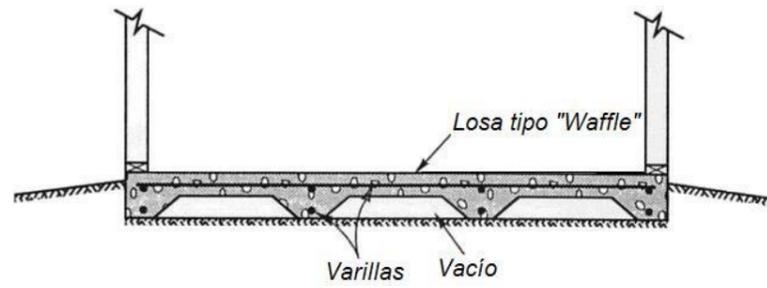


Fig. 6.8 Losa de cimentación reforzada tipo "Waffle".

Otra opción que ha demostrado tener éxito (incluso ante expansiones totales de hasta 25 cms), ha sido el uso de plataformas de concreto apoyadas sobre tres puntos de suspensión.

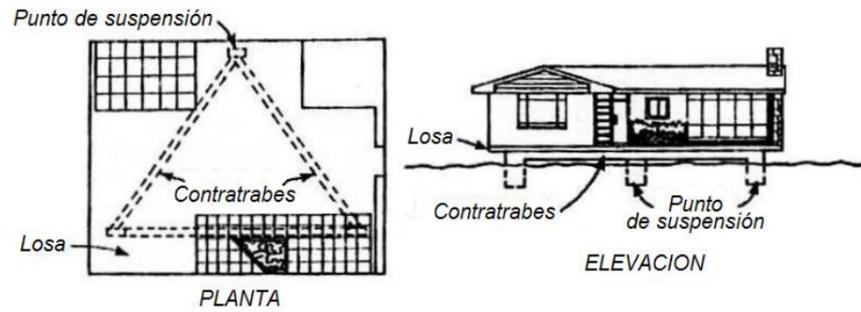


Fig. 6.9 Casa construida sobre una plataforma rígida. Esta tiende a inclinarse cuando el suelo se expande.

Ahora bien, cuando se trata de construir sobre suelos con un bajo potencial de expansión, se puede hacer uso de zapatas corridas y contratrabes que mejoren la rigidez de los sistemas de cimentación aislados, lo cual ayudará a extender las expansiones diferenciales sobre una mayor distancia.

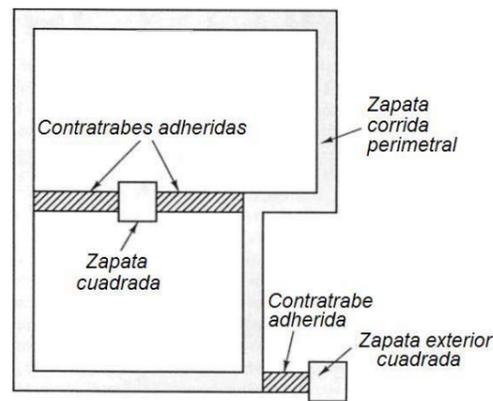


Fig. 6.10 Uso de zapatas corridas y contratrabes para mejorar la rigidez de un sistema de cimentación aislado.

6.3 Expansión diferencial.

En general, las expansiones diferenciales son las que usualmente controlan el diseño de cimentaciones sobre suelos expansivos, siendo que estas pueden ser estimadas a partir de los valores calculados de expansión total. Por ejemplo, Donaldson (1973) recomienda el diseño de estructuras en base a los siguientes factores de expansión (un factor de expansión es la relación existente entre la expansión diferencial y la expansión total de un suelo):

Perfil con alta permeabilidad (por ejemplo fisurado) en los 3 metros superiores.		Perfil con baja permeabilidad en los 3 metros superiores.	
Sin factores extraños	0.50	Sin factores extraños	0.25
Con factores extraños *	0.75	Con factores extraños *	0.40

* Fugas, superficies con drenaje deficiente, existencia de vegetación o fisuras en superficie, etc.

Tabla 6.1 Factores de expansión para diseño según Donaldson.

6.4 Métodos de diseño.

A continuación se describirán dos procedimientos racionales de diseño aplicables a losas apoyadas sobre suelos expansivos.

Procedimiento del BRAB (1968): Este procedimiento se basa en una fracción estimada de los valores de momento, cortante y deflexión de una viga simplemente apoyada (momento positivo máximo), y de una viga en cantiliver (momento negativo máximo). El Building Research Advisory Board propuso este método de diseño tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- La carga de la superestructura es considerada como uniformemente distribuida.
- Se considera que la reacción del suelo es uniforme sobre el área de la losa que se encuentra en contacto con él.
- El área del suelo de soporte de la losa esta en función al índice de soporte "C", el cual depende del promedio pesado de los índices plásticos del suelo en los 5 metros más superficiales y del factor climático C_w , función del periodo máximo de sequía en el área. El valor de C puede variar desde 1 para un $IP \leq 15$ y un $C_w = 45$ (periodo máximo de sequía de 4 semanas), hasta 0.6 para un $IP \geq 50$ y un $C_w = 15$ (periodo máximo de sequía mayor o igual a 12 semanas).

La losa se diseña de tal manera que cumpla con las siguientes condiciones:

$$M_{MAX} = WL^2 L' \frac{1-C}{8}$$

Momento máximo.

$$V_{MAX} = WLL' \frac{1-C}{2}$$

Cortante máximo.

$$\delta_{MAX} = WL^4 L' \frac{1-C}{48EI}$$

Deflexión diferencial máxima.

Donde:

W = Carga uniformemente repartida actuante sobre la losa.

L = Longitud de la losa.

L' = Ancho de la losa.

E = Módulo elástico de la losa.

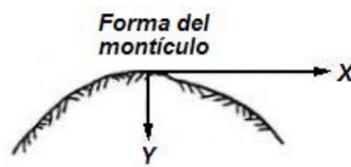
I = Momento de inercia de la sección transversal de la losa (asumiendo una sección agrietada).

Por tanto, la parte no soportada de una losa con expansiones al centro es $0.5(1-C)(L \text{ o } L')$, y para el caso de expansiones en los bordes es $0.5C(L \text{ o } L')$, donde el valor a usar de L o L' dependen del sentido de análisis. Además, puesto que este método fue desarrollado para diseñar losas rectangulares, las losas no rectangulares deben ser diseñadas a través de subsecciones rectangulares de las mismas.

Cabe destacar que puesto que este método tiende a generar cimentaciones sobrerreforzadas, debido a que excluye a la parte del suelo de soporte cercana al perímetro, ya no es aceptado como un método estándar de diseño, aunque todavía es utilizado como una guía de referencia.

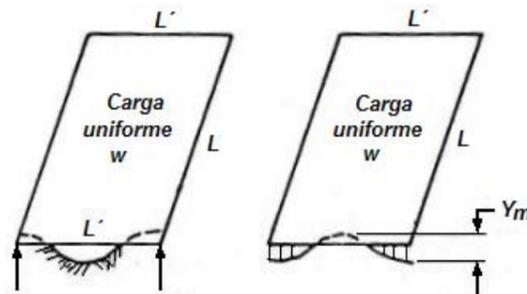
Procedimiento del módulo de reacción de la subrasante: Este método representa al suelo mediante resortes Winkler, definidos por el producto del módulo de reacción k del suelo (obtenido como se indica en la figura 5.12) y el área tributaria de la losa sobre la que actúan los resortes.

Para tomar en cuenta el efecto de la expansión diferencial, los soportes rígidos de los resortes Winkler son movidos a una configuración en forma de montículo, convexo descendente hacia los bordes de la losa para expansiones de centro, o cóncavo hacia arriba para expansiones de los bordes.



La forma de los montículos puede ser expresada mediante la función $y = ax^m$, donde un valor de $m = 3$ es muy probable, mientras que un valor de $m = 2$ puede ser tomado como el límite más severo.

Posteriormente, el sistema suelo - losa es analizado mediante técnicas de diferencias finitas a fin de encontrar los momentos, cortantes y deflexiones de diseño. La figura siguiente nos presenta algunas soluciones para el caso de una losa rectangular uniformemente cargada, obtenidas mediante este enfoque:



Para una subrasante expansiva compresible:

$$M_{MAX} = \frac{9}{8} L'^2 L \quad \text{Expansión en el borde.}$$

$$M_{MAX} = -\frac{9}{8} L'^2 L \quad \text{Expansión en el centro.}$$

Por tanto:

$$M_L = \left[M_{MAX} - \frac{CTL}{8} \right] \left(1.4 - 0.4 \frac{L}{L'} \right) \quad \text{donde} \quad M_L \geq \left[M_{MAX} - \frac{CTL}{8} \right] (1.5 - C)$$

$$M_L' = \left[M_{MAX} - \frac{CTL}{8} \right] \left[1 + 0.9(1.2 - C) \left(\frac{L}{L'} - C \right) \right]$$

$$V = \frac{4M}{L} \quad \Delta = \frac{ML^2}{12EI} \quad C = \frac{m+1}{m+2} \left[\frac{m+1}{m} \frac{T}{A} \frac{1}{y_m k} \right]^{\frac{1}{m+1}}$$

Donde:

T = Carga total sobre la losa.

A = Área total de la losa.

k = Módulo de reacción de la subrasante a largo plazo.

y_m = Movimiento diferencial máximo del suelo de soporte sin la estructura.

V = Cortante actuante en la losa.

Δ = Deflexión diferencial máxima de la losa.

EI = Rigidez de la losa.

El factor y_m puede ser definido a través de un porcentaje de la expansión total del suelo o mediante observaciones directas hechas a estructuras agrietadas similares a la propuesta. Cabe destacar que las deflexiones diferenciales máximas permisibles en términos del comportamiento de las superestructuras, son aproximadamente $0.005(L \text{ o } L')$ y $0.0007L$ para construcciones de madera y construcciones sólidas de mampostería, respectivamente.

RESUMEN.

Existen ciertas medidas preventivas básicas que todas las estructuras deben procurar, tales como asegurar un adecuado drenaje superficial al suelo, evitar colocar sistemas de irrigación y plantar árboles grandes cerca de las estructuras, y utilizar tuberías flexibles para realizar las instalaciones subterráneas. También el instalar subdrenes bajo y alrededor del perímetro de la cimentación puede ayudar a minimizar las expansiones del suelo.

En general, las soluciones para construir sobre suelos expansivos han sido clasificadas en tres categorías básicas:

- Las que alteran las condiciones del suelo a fin de reducir o eliminar su potencial de expansión. Esta categoría incluye el reemplazo del suelo, el control de la compactación, los tratamientos de estabilización con cal, cemento y ceniza, la adición de cationes activos, el prehumedecimiento y las barreras de humedad.

- Las que evitan a los suelos expansivos, aislando a las cimentaciones de sus efectos. Esta categoría incluye la profundización de zapatas y la creación de pisos estructuralmente soportados sobre pilas.
- Las que proveen cimentaciones capaces de soportar los movimientos diferenciales del suelo, mitigando sus efectos sobre las superestructuras. Esta categoría se pueden desarrollar siguiendo dos enfoques diferentes de diseño, ya sea creando sistemas de cimentación flexibles en los que se espera que la instalación de juntas evite el desarrollo de grietas en las estructuras (estos sistemas encuentran su mayor aplicación en el uso de losas flotantes), o bien creando sistemas de cimentación rígidos capaces de moverse como una unidad (estos pueden llevarse a cabo mediante el uso de losas reforzadas convencionales, pretensadas o postensadas, mediante el uso de plataformas de concreto apoyadas sobre tres puntos de suspensión, o mediante el uso de zapatas corridas y contratrabes que mejoren la rigidez de los sistemas de cimentación aislados).

CONCLUSION.

No existe interés por crear cimentaciones capaces de resistir todos los movimientos posibles del suelo, ya que sus costos podrían exceder a los daños que se intentan prevenir. Esto hace que el trato con los suelos expansivos se convierta en una balanza de riesgos contra costos.

En general, las soluciones para construir sobre suelos expansivos se clasifican en tres categorías básicas: Las que alteran las condiciones del suelo a fin de reducir o eliminar su potencial de expansión, las que evitan a los suelos expansivos, aislando a las cimentaciones de sus efectos, y las que proveen cimentaciones capaces de soportar los movimientos diferenciales del suelo, mitigando sus efectos sobre la superestructura. Así, cada una de estas propuestas incluye metodologías específicas.

Capítulo 7: PROGRAMA TRIDIMENSIONAL DE INTERACCION ESTATICA SUELO EXPANSIVO – LOSA DE CIMENTACION.

Este capítulo hace referencia al programa anexo a la tesis, el cual fue creado para el diseño de losas macizas rectangulares de cimentación apoyadas directamente sobre el suelo. Se desarrolló en la versión 7.0 del software *MatLab*, basándose en un análisis de interacción estática que compatibiliza las deformaciones del suelo (asentamientos y expansiones) y de la losa de cimentación (analizada mediante la técnica elástica de las diferencias finitas). Para entender su funcionamiento antes debemos explicar sus teorías base.

7.1 El modelo Winkler.

El modelo de suelo propuesto por Winkler (1867) considera que la deflexión de un punto cualquier en la superficie del suelo es directamente proporcional al esfuerzo aplicado sobre él e independiente a los demás esfuerzos aplicados en otros puntos. Por tanto, este modelo hace uso de la ecuación:

$$w = \frac{q}{k}$$

Donde:

w = Asentamiento promedio del suelo.

q = Presión aplicada al suelo, considerada igual a su reacción.

k = Módulo de reacción de la subrasante. Es la relación existente entre la reacción unitaria del suelo y su asentamiento correspondiente.

Físicamente, la idealización del modelo de Winkler consiste en un sistema de resortes mutuamente independientes con constantes de resorte k .

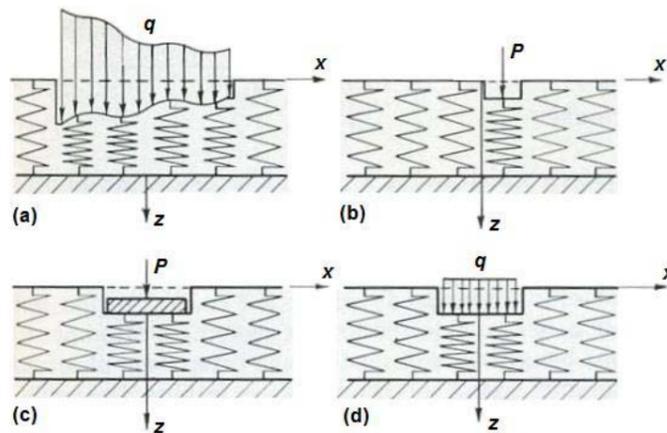


Fig. 7.1 Desplazamientos superficiales de un modelo de Winkler: (a) Carga no uniforme, (b) Carga concentrada, (c) Carga rígida y (d) Carga flexible uniforme.

7.2 Método de las diferencias finitas aplicado a losas.

El principio básico del método de las diferencias finitas es el reemplazo de las ecuaciones diferenciales parciales que representan al problema por sus correspondientes ecuaciones de diferencias finitas, a fin de obtener un conjunto de ecuaciones algebraicas simultáneas más sencillas de resolver.

El problema de losas se resuelve haciendo uso de la teoría de placas. La ecuación diferencial de flexión en placas delgadas apoyadas sobre un medio Winkleriano (Timoshenko, 1959) es:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + \frac{2d^4 w}{dx^2 dy^2} + \frac{d^4 w}{dy^4} = \frac{q}{D} + \frac{P}{D(dx dy)} \quad (7-1)$$

Para solucionar el problema debemos asumir que las losas se encuentran divididas en mallas de diferencias finitas. Las mallas tendrán un espaciamiento Δh entre nodos a lo largo de ambas direcciones coordenadas, haciendo la suposición que existe un resorte debajo de cada uno de ellos en representación del suelo bajo la losa (modelo Winkler). Estas mallas deben poseer las suficientes divisiones como para que todas las cargas de las columnas se concentren sobre los nodos. Si alguna se concentrara fuera de ellos, puede ser repartida en los nodos adyacentes (aunque esto no se recomienda).

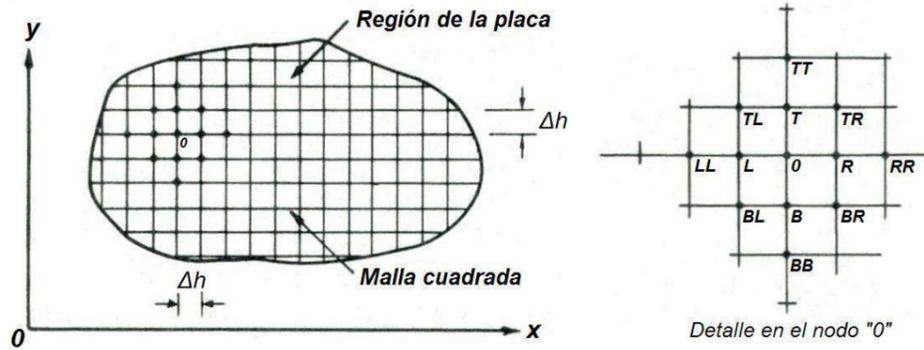


Fig. 7.2 Malla de diferencias finitas en una losa y designación de puntos.

Hecho lo anterior, podemos obtener las siguientes relaciones de diferencias finitas:

$$\left[\frac{dw}{dx} \right]_0 = \frac{1}{2\Delta h} [w_R - w_L]$$

$$\left[\frac{dw}{dy} \right]_0 = \frac{1}{2\Delta h} [w_T - w_B]$$

$$\left[\frac{d^2 w}{dx^2} \right]_0 = \frac{1}{\Delta h^2} [w_R + w_L - 2w_0]$$

$$\left[\frac{d^2 w}{dy^2} \right]_0 = \frac{1}{\Delta h^2} [w_T + w_B - 2w_0]$$

$$\left[\frac{d^2 w}{dx dy} \right]_0 = \frac{1}{4\Delta h^2} [w_{TR} - w_{TL} + w_{BL} - w_{BR}]$$

$$\left[\frac{d^3 w}{dx^3} \right]_0 = \frac{1}{2\Delta h^3} [w_{RR} - 2w_R + 2w_L - w_{LL}]$$

$$\left[\frac{d^3 w}{dy^3} \right]_0 = \frac{1}{2\Delta h^3} [w_{TT} - 2w_T + 2w_B - w_{BB}]$$

$$\left[\frac{d^4 w}{dx^4} \right]_0 = \frac{1}{\Delta h^4} [w_{RR} - 4w_R + 6w_0 - 4w_L + w_{LL}]$$

$$\left[\frac{d^4 w}{dy^4} \right]_0 = \frac{1}{\Delta h^4} [w_{TT} - 4w_T + 6w_0 - 4w_B + w_{BB}]$$

$$\left[\frac{d^4 w}{dx^2 dy^2} \right]_0 = \frac{1}{\Delta h^4} [w_{TR} + w_{TL} + w_{BL} + w_{BR} + 4w_0 - 2(w_R + w_T + w_L + w_B)]$$

Cabe destacar que existe un cierto error en los datos obtenidos de esta manera, el cual tiende a desvanecerse conforme Δh se haga más pequeña en relación con h . Por tanto, substituyendo los términos correspondientes a la ecuación diferencial (7-1), obtenemos:

$$20w_0 - 8(w_R + w_T + w_L + w_B) + 2(w_{TR} + w_{TL} + w_{BL} + w_{BR}) + w_{RR} + w_{TT} + w_{LL} + w_{BB} = \frac{q\Delta h^4}{D} + \frac{P\Delta h^2}{D}$$

$$q = -kw_0 \quad \text{y} \quad D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

Donde:

w_i = Deformación de la losa bajo el nodo i .

q = Reacción uniforme del suelo actuante bajo el área tributaria del nodo 0 .

Δh = Separación entre nodos.

h = Longitud de la losa.

D = Rigidez a la flexión de la losa.

P = Carga concentrada actuante sobre el nodo 0 .

k = Módulo de reacción del suelo bajo el nodo 0 .

E = Módulo de elasticidad de la losa.

t = Espesor de la losa.

ν = Relación de Poisson de la losa.

Esta ecuación puede ser representada esquemáticamente de la manera siguiente:

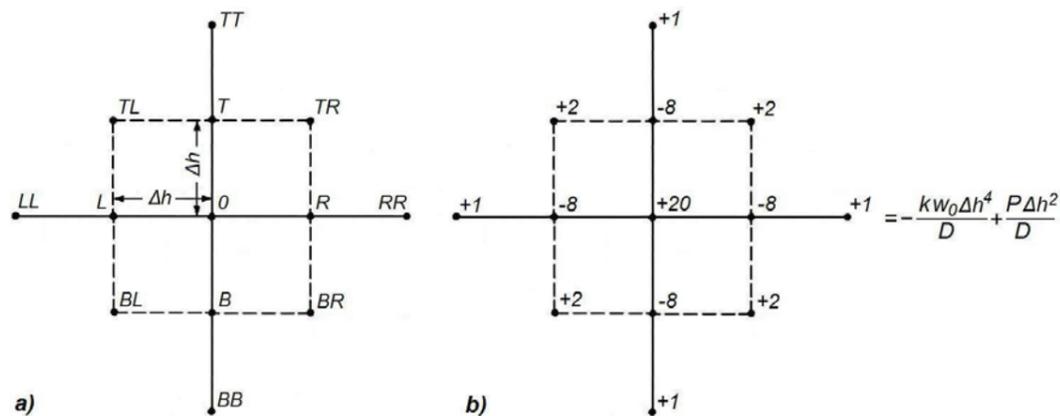


Fig. 7.3 Malla para el cálculo de diferencias finitas centrales: (a) Localización de términos (b) Ecuación diferencial aplicable a cualquier nodo interior de la malla.

Reagrupando términos obtenemos la ecuación: (7-2)

$$\left[20 + \frac{k\Delta h^4}{D} \right] w_0 - 8(w_R + w_T + w_L + w_B) + 2(w_{TR} + w_{TL} + w_{BL} + w_{BR}) + w_{RR} + w_{TT} + w_{LL} + w_{BB} = \frac{P\Delta h^2}{D}$$

Esta ecuación puede ser utilizada en los nodos centrales de la malla, incluso cuando se tienen valores variantes del módulo de reacción (k) del suelo a través de ella. Aunque debido a que no puede ser utilizada en los nodos localizados cerca o sobre el borde de la

mallá, en ellos es necesario aplicar las ecuaciones que se muestran esquemáticamente en la figura 7.4.

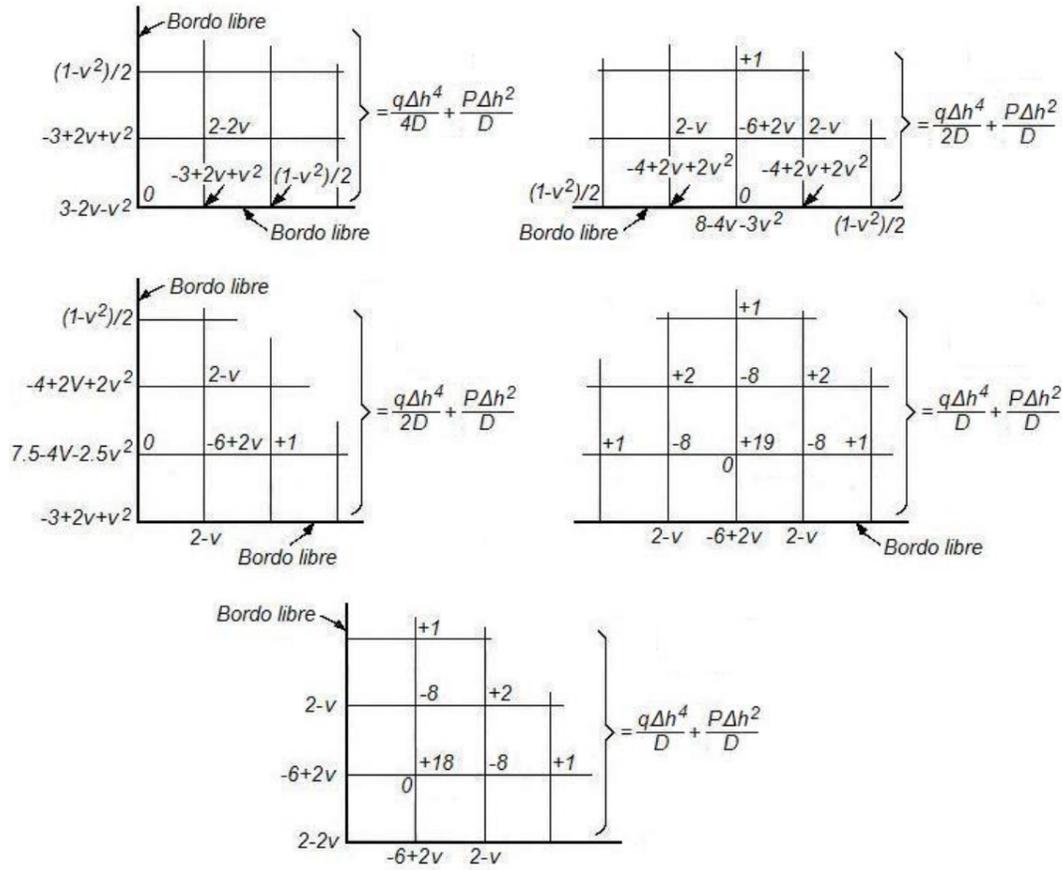


Fig. 7.4 Ecuaciones de diferencias finitas aplicables a los nodos localizados cerca o sobre el borde de la mallá.

Tras resolver el conjunto de ecuaciones algebraicas obtenidas mediante la aplicación de las ecuaciones de diferencias finitas correspondientes a cada uno de los nodos de la mallá, obtendremos las deflexiones de la losa. Con ellas, los momentos y cortantes actuantes en los nodos interiores de la mallá (unidades de momento y cortante por unidad de ancho) pueden ser calculados a partir de las ecuaciones diferenciales siguientes:

$$\begin{aligned}
 -\frac{M_x}{D} &= \frac{d^2 w}{dx^2} + \nu \frac{d^2 w}{dy^2} & -\frac{M_y}{D} &= \frac{d^2 w}{dy^2} + \nu \frac{d^2 w}{dx^2} \\
 -\frac{Q_x}{D} &= \frac{d^3 w}{dx^3} + \frac{d^3 w}{dxdy^2} & -\frac{Q_y}{D} &= \frac{d^3 w}{dy^3} + \frac{d^3 w}{dydx^2}
 \end{aligned}$$

Substituyendo términos, obtenemos:

$$\begin{aligned}
 -M_x &= \frac{D}{\Delta h^2} (w_L - 2w_0 + w_R) + \frac{\nu D}{\Delta h^2} (w_T - 2w_0 + w_B) \\
 -M_y &= \frac{D}{\Delta h^2} (w_T - 2w_0 + w_B) + \frac{\nu D}{\Delta h^2} (w_L - 2w_0 + w_R)
 \end{aligned}$$

$$-Q_x = \frac{D}{2\Delta h^3} (-w_{TL} + w_{TR} - w_{BL} + w_{BR} - w_{LL} + w_{RR} + 4w_L - 4w_R)$$

$$-Q_y = \frac{D}{2\Delta h^3} (w_{TT} - w_{BB} - 4w_T + 4w_B + w_{TL} + w_{TR} - w_{BL} - w_{BR})$$

Los momentos en los extremos del sentido de análisis de la losa son nulos, mientras que los momentos en los extremos perpendiculares al sentido de análisis se determinan mediante el uso de las ecuaciones siguientes:

$$-M_x = \frac{D}{\Delta h^2} (w_L - 2w_0 + w_R)$$

$$-M_y = \frac{D}{\Delta h^2} (w_T - 2w_0 + w_B)$$

Por su parte, los cortantes respecto al eje horizontal en los nodos que se encuentran cerca y sobre el borde de la losa se calculan haciendo uso de las ecuaciones que se muestran esquemáticamente en la figura 7.5. Para calcular los cortantes con respecto al eje vertical bastará con girar los diagramas 90° hacia su izquierda.

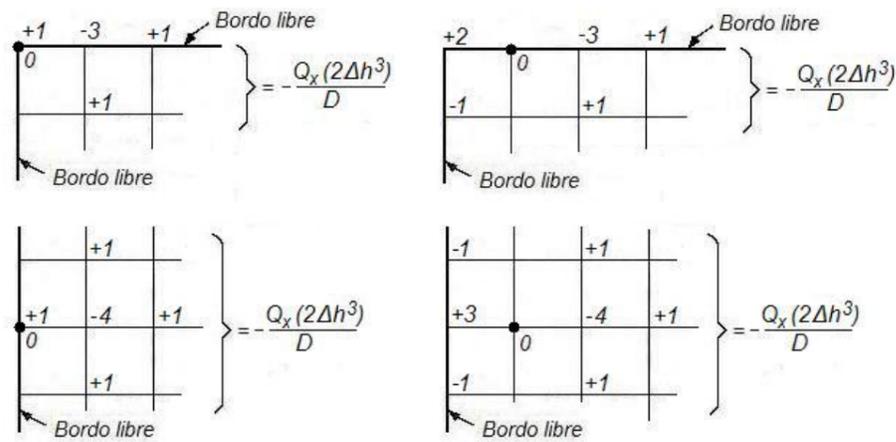


Fig. 7.5 Ecuaciones para el cálculo de cortantes en los nodos cerca y sobre el borde de la malla.

7.3 Cálculo de asentamientos bajo la losa.

El asentamiento vertical de un punto j en la superficie del suelo, debido a la aplicación de una carga concentrada en i (fig. 7.6), se debe a la suma de los asentamientos correspondientes a cada uno de sus estratos compresibles subyacentes afectados por la carga (Zeevaert, 1980). De tal manera que:

$$\delta_{ji} = \sum_{N=A}^N \alpha^N \Delta\sigma_{ji}^N \quad \alpha^N = M_z^N d_N \quad \Delta\sigma_{ji}^N = I_{ji}^N P_i$$

Donde:

δ_{ji} = Asentamiento vertical superficial en j , debido a la aplicación de la carga concentrada en i .

α^N = Deformación volumétrica del estrato N .

$\Delta\sigma_{ji}^N$ = Incremento de esfuerzo bajo el punto j (al centro del estrato N), debido a la aplicación de la carga concentrada en i .

I_{ji}^N = Influencia bajo el punto j (al centro del estrato N), debido a la aplicación de una carga concentrada unitaria en i .

P_i = Carga concentrada actuante en i .

M_z^N = Módulo de deformación unitaria del estrato N , determinado mediante pruebas de laboratorio.

d_N = Espesor del estrato N .

El valor del módulo de deformación unitaria del suelo puede considerarse igual al del coeficiente de variación volumétrica del suelo (M_v) correspondiente a un esfuerzo vertical medio similar al actuante in situ más un medio del incremento de esfuerzo debido a la colocación de la estructura (carga uniformemente repartida). Destacando que en la realización del ensaye de consolidación se debe tomar en cuenta las condiciones de humedad antes de la construcción y los cambios futuros que puedan presentarse, de tal forma que los parámetros de deformación sean representativos de la realidad.

Por su parte, las influencias inducidas por la carga concentrada unitaria actuante en i , pueden ser calculadas mediante la teoría de Boussinesq (haciendo la consideración de que el suelo es un medio semi infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico), a través del uso de la ecuación:

$$I_{ji}^N = \frac{3z^3}{2\pi(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (7-3)$$

En la que el origen del sistema cartesiano ortogonal (x,y,z) coincide con el punto de aplicación de la carga concentrada unitaria superficial P_i .

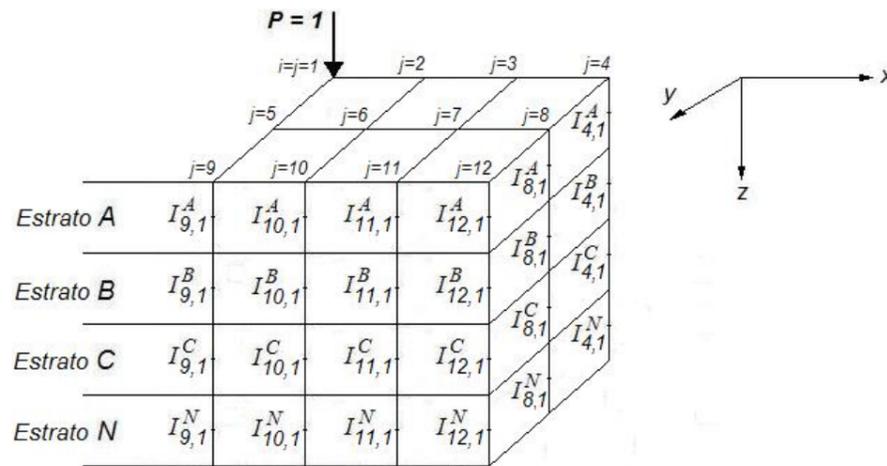


Fig. 7.6 Factores de influencia debidos a la carga concentrada superficial unitaria actuante en i .

Por tanto, si disponemos de N matrices de influencias $[I_{ji}^N]$, correspondientes a N estratos compresibles del suelo, en la forma mostrada a continuación:

$$\begin{bmatrix} I_{1,1}^A & I_{2,1}^A & I_{3,1}^A & \dots & I_{j,1}^A \\ I_{1,2}^A & I_{2,2}^A & I_{3,2}^A & \dots & I_{j,2}^A \\ I_{1,3}^A & I_{2,3}^A & I_{3,3}^A & \dots & I_{j,3}^A \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ I_{1,i}^A & I_{2,i}^A & I_{3,i}^A & \dots & I_{j,i}^A \end{bmatrix}$$

Los asentamientos verticales de cada uno de los estratos, debidos a las cargas concentradas superficiales, se calculan mediante la ecuación:

$$[\delta_{ji}^N] = [[I_{ji}^N] \alpha^N]^T [P_i] \tag{7-4}$$

Donde:

$[\delta_{ji}^N]$ = Matriz columnar de asentamientos verticales del estrato N .

$[I_{ji}^N]$ = Matriz de influencias del estrato N , debida a las cargas concentradas unitarias superficiales.

α^N = Vector de deformación volumétrica del estrato N .

$[P_i]$ = Matriz columnar de cargas concentradas superficiales.

Tras aplicar esta ecuación a cada uno de los estratos compresibles del suelo, obtendremos las matrices columnares de asentamientos verticales de cada uno de los estratos. Al sumarlos, generaremos la matriz columnar de asentamientos verticales superficiales del área cargada $[\delta_i]$.

$$[\delta_i] = \sum_{N=A}^N [\delta_{ji}^N] \tag{7-5}$$

Ejemplo.

Considere una distribución de cargas concentradas unitarias actuantes sobre la superficie de un terreno, tal como la mostrada en la figura 7.7.

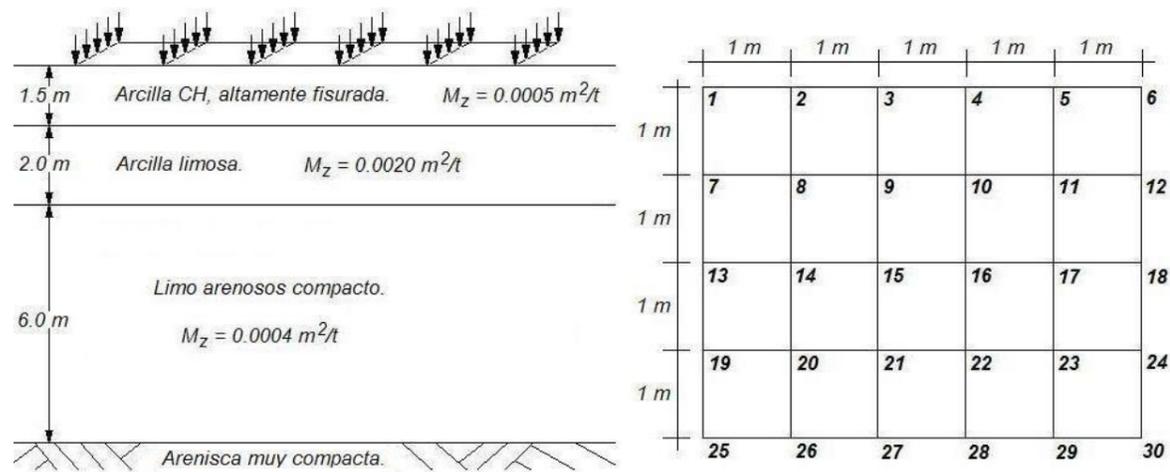


Fig. 7.7 Cargas concentradas unitarias actuantes sobre la superficie del terreno. (Izq.) Propiedades del suelo (Der.) Numeración en planta dada a las cargas.

Las cargas concentradas unitarias se encuentran aplicadas sobre un área rectangular de 20 m², con un metro de separación en ambas direcciones. Se considera la existencia de tres estratos compresibles subyacentes de suelo con espesores de 1.5, 2.0 y 6.0 m, y módulos de deformación unitaria de 0.0005, 0.0020 y 0.0004 m²/Ton, respectivamente. Por tanto, la matriz de influencia [I_{ji}^A] obtenida después de aplicar la ecuación (7-3) a cada uno de los puntos que se encuentran al centro del estrato más superficial, para cada una de las posiciones de carga unitaria superficial, es:

		Influencia actuante bajo el nodo (j):														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Carga concentrada unitaria superficial aplicada sobre el nodo(i):	1	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0002	0.0001	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0001	0.0045	0.0028	0.0009
	2	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0002	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0028	0.0045	0.0028
	3	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0009	0.0028	0.0045
	4	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0003	0.0009	0.0028
	5	0.0002	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0001	0.0003	0.0009
	6	0.0001	0.0002	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0001	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0000	0.0001	0.0003
	7	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0001	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0002	0.0001	0.0660	0.0192	0.0028
	8	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0002	0.0192	0.0660	0.0192
	9	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0028	0.0192	0.0660
	10	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0006	0.0028	0.0192
	11	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0002	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0002	0.0006	0.0028
	12	0.0001	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0001	0.0002	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0001	0.0002	0.0006
	13	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0001	0.0000	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0001	0.8488	0.0660	0.0045
	14	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0001	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0660	0.8488	0.0660
	15	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0045	0.0660	0.8488
	16	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0007	0.0045	0.0660
	17	0.0001	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0002	0.0007	0.0045
	18	0.0000	0.0001	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0001	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0001	0.0002	0.0007
	19	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0001	0.0000	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0001	0.0000	0.0660	0.0192	0.0028
	20	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0001	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0001	0.0192	0.0660	0.0192
	21	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0028	0.0192	0.0660
	22	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0006	0.0028	0.0192
	23	0.0001	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0001	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0002	0.0006	0.0028
	24	0.0000	0.0001	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0000	0.0001	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0001	0.0002	0.0006
	25	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0001	0.0000	0.0045	0.0028	0.0009
	26	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0000	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0001	0.0028	0.0045	0.0028
	27	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0009	0.0028	0.0045
	28	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0003	0.0009	0.0028
	29	0.0000	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0001	0.0003	0.0009
	30	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0000	0.0001	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0000	0.0001	0.0003

Tabla 7.1.a Matriz de influencias [I_{ji}^A] actuantes sobre el estrato más superficial, debida a la aplicación de las cargas concentradas unitarias superficiales.

		Influencia actuante bajo el nodo (j):														
		16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Carga concentrada unitaria superficial aplicada sobre el nodo (i):	1	0.0003	0.0001	0.0000	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0001	0.0000	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000
	2	0.0009	0.0003	0.0001	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0000
	3	0.0028	0.0009	0.0003	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001
	4	0.0045	0.0028	0.0009	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001
	5	0.0028	0.0045	0.0028	0.0001	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0000	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002
	6	0.0009	0.0028	0.0045	0.0000	0.0001	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002
	7	0.0006	0.0002	0.0001	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0001	0.0000	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0001	0.0000
	8	0.0028	0.0006	0.0002	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0001	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001	0.0001
	9	0.0192	0.0028	0.0006	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003	0.0001
	10	0.0660	0.0192	0.0028	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006	0.0003
	11	0.0192	0.0660	0.0192	0.0001	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0001	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007	0.0006
	12	0.0028	0.0192	0.0660	0.0000	0.0001	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0000	0.0001	0.0001	0.0003	0.0006	0.0007
	13	0.0007	0.0002	0.0001	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0001	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0001	0.0000
	14	0.0045	0.0007	0.0002	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003	0.0001
	15	0.0660	0.0045	0.0007	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009	0.0003
	16	0.8488	0.0660	0.0045	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028	0.0009
	17	0.0660	0.8488	0.0660	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0001	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045	0.0028
	18	0.0045	0.0660	0.8488	0.0001	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0000	0.0001	0.0003	0.0009	0.0028	0.0045
	19	0.0006	0.0002	0.0001	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0002	0.0001	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0001
	20	0.0028	0.0006	0.0002	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0002	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002
	21	0.0192	0.0028	0.0006	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006
	22	0.0660	0.0192	0.0028	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028
	23	0.0192	0.0660	0.0192	0.0002	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192
	24	0.0028	0.0192	0.0660	0.0001	0.0002	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0001	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660
	25	0.0003	0.0001	0.0000	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0001	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0002	0.0001
	26	0.0009	0.0003	0.0001	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0002	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007	0.0002
	27	0.0028	0.0009	0.0003	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0006	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045	0.0007
	28	0.0045	0.0028	0.0009	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0028	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660	0.0045
	29	0.0028	0.0045	0.0028	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0192	0.0002	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488	0.0660
	30	0.0009	0.0028	0.0045	0.0001	0.0002	0.0006	0.0028	0.0192	0.0660	0.0001	0.0002	0.0007	0.0045	0.0660	0.8488

Tabla 7.1.b Matriz de influencias $[I_{ji}^A]$ actuantes sobre el estrato más superficial, debida a la aplicación de las cargas concentradas unitarias superficiales (continuación).

La matriz de influencia $[I_{ji}^B]$ obtenida después de aplicar la ecuación (7-3) a cada uno de los puntos que se encuentran al centro del estrato medio, para cada una de las posiciones de carga unitaria superficial, es:

		Influencia actuante bajo el nodo (j):														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Carga concentrada unitaria superficial aplicada sobre el nodo(i):	1	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0032	0.0014	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0013	0.0222	0.0176	0.0097
	2	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0032	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0176	0.0222	0.0176
	3	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0097	0.0176	0.0222
	4	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0046	0.0097	0.0176
	5	0.0032	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0021	0.0046	0.0097
	6	0.0014	0.0032	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0013	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0010	0.0021	0.0046
	7	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0013	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0032	0.0014	0.0527	0.0382	0.0176
	8	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0032	0.0382	0.0527	0.0382
	9	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0176	0.0382	0.0527
	10	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0070	0.0176	0.0382
	11	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0032	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0029	0.0070	0.0176
	12	0.0013	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0014	0.0032	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0013	0.0029	0.0070
	13	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0021	0.0010	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0013	0.0764	0.0527	0.0222
	14	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0021	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0527	0.0764	0.0527
	15	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0222	0.0527	0.0764
	16	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0082	0.0222	0.0527
	17	0.0021	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0032	0.0082	0.0222
	18	0.0010	0.0021	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0013	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0014	0.0032	0.0082
	19	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0014	0.0007	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0021	0.0010	0.0527	0.0382	0.0176
	20	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0014	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0021	0.0382	0.0527	0.0382
	21	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0176	0.0382	0.0527
	22	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0070	0.0176	0.0382
	23	0.0014	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0021	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0029	0.0070	0.0176
	24	0.0007	0.0014	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0010	0.0021	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0013	0.0029	0.0070
	25	0.0032	0.0029	0.0021	0.0014	0.0008	0.0005	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0014	0.0007	0.0222	0.0176	0.0097
	26	0.0029	0.0032	0.0029	0.0021	0.0014	0.0008	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0014	0.0176	0.0222	0.0176
	27	0.0021	0.0029	0.0032	0.0029	0.0021	0.0014	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0097	0.0176	0.0222
	28	0.0014	0.0021	0.0029	0.0032	0.0029	0.0021	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0046	0.0097	0.0176
	29	0.0008	0.0014	0.0021	0.0029	0.0032	0.0029	0.0014	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0021	0.0046	0.0097
	30	0.0005	0.0008	0.0014	0.0021	0.0029	0.0032	0.0007	0.0014	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0010	0.0021	0.0046

Tabla 7.2.a Matriz de influencias $[I_{ji}^B]$ actuantes sobre el estrato medio, debida a la aplicación de las cargas concentradas unitarias superficiales.

		Influencia actuante bajo el nodo (j):														
		16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Carga concentrada unitaria superficial aplicada sobre el nodo (i):	1	0.0046	0.0021	0.0010	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0014	0.0007	0.0032	0.0029	0.0021	0.0014	0.0008	0.0005
	2	0.0097	0.0046	0.0021	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0014	0.0029	0.0032	0.0029	0.0021	0.0014	0.0008
	3	0.0176	0.0097	0.0046	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0021	0.0029	0.0032	0.0029	0.0021	0.0014
	4	0.0222	0.0176	0.0097	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0014	0.0021	0.0029	0.0032	0.0029	0.0021
	5	0.0176	0.0222	0.0176	0.0014	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0008	0.0014	0.0021	0.0029	0.0032	0.0029
	6	0.0097	0.0176	0.0222	0.0007	0.0014	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0005	0.0008	0.0014	0.0021	0.0029	0.0032
	7	0.0070	0.0029	0.0013	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0021	0.0010	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0014	0.0007
	8	0.0176	0.0070	0.0029	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0021	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026	0.0014
	9	0.0382	0.0176	0.0070	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046	0.0026
	10	0.0527	0.0382	0.0176	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070	0.0046
	11	0.0382	0.0527	0.0382	0.0021	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0014	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082	0.0070
	12	0.0176	0.0382	0.0527	0.0010	0.0021	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0007	0.0014	0.0026	0.0046	0.0070	0.0082
	13	0.0082	0.0032	0.0014	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0013	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0021	0.0010
	14	0.0222	0.0082	0.0032	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046	0.0021
	15	0.0527	0.0222	0.0082	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097	0.0046
	16	0.0764	0.0527	0.0222	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176	0.0097
	17	0.0527	0.0764	0.0527	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0021	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222	0.0176
	18	0.0222	0.0527	0.0764	0.0013	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0010	0.0021	0.0046	0.0097	0.0176	0.0222
	19	0.0070	0.0029	0.0013	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0032	0.0014	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0013
	20	0.0176	0.0070	0.0029	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0032	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029
	21	0.0382	0.0176	0.0070	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070
	22	0.0527	0.0382	0.0176	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176
	23	0.0382	0.0527	0.0382	0.0032	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382
	24	0.0176	0.0382	0.0527	0.0014	0.0032	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0013	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527
	25	0.0046	0.0021	0.0010	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0013	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0032	0.0014
	26	0.0097	0.0046	0.0021	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0029	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082	0.0032
	27	0.0176	0.0097	0.0046	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0070	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222	0.0082
	28	0.0222	0.0176	0.0097	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0176	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527	0.0222
	29	0.0176	0.0222	0.0176	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0382	0.0032	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764	0.0527
	30	0.0097	0.0176	0.0222	0.0013	0.0029	0.0070	0.0176	0.0382	0.0527	0.0014	0.0032	0.0082	0.0222	0.0527	0.0764

Tabla 7.2.b Matriz de influencias $[I_{ij}^B]$ actuantes sobre el estrato medio, debida a la aplicación de las cargas concentradas unitarias superficiales (continuación).

Y la matriz de influencia $[I_{ij}^C]$ obtenida después de aplicar la ecuación (7-3) a cada uno de los puntos que se encuentran al centro del estrato inferior, para cada una de las posiciones de carga unitaria superficial, es:

		Influencia actuante bajo el nodo (j):														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Carga concentrada unitaria superficial aplicada sobre el nodo(i):	1	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0051	0.0035	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0034	0.0090	0.0085	0.0073
	2	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0051	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0085	0.0090	0.0085
	3	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0073	0.0085	0.0090
	4	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0058	0.0073	0.0085
	5	0.0051	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0043	0.0058	0.0073
	6	0.0035	0.0051	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0034	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0031	0.0043	0.0058
	7	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0034	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0051	0.0035	0.0107	0.0101	0.0085
	8	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0051	0.0101	0.0107	0.0101
	9	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0085	0.0101	0.0107
	10	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0066	0.0085	0.0101
	11	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0051	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0049	0.0066	0.0085
	12	0.0034	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0035	0.0051	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0034	0.0049	0.0066
	13	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0043	0.0031	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0034	0.0113	0.0107	0.0090
	14	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0043	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0107	0.0113	0.0107
	15	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0090	0.0107	0.0113
	16	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0070	0.0090	0.0107
	17	0.0043	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0051	0.0070	0.0090
	18	0.0031	0.0043	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0034	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0035	0.0051	0.0070
	19	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0035	0.0026	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0043	0.0031	0.0107	0.0101	0.0085
	20	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0035	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0043	0.0101	0.0107	0.0101
	21	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0085	0.0101	0.0107
	22	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0066	0.0085	0.0101
	23	0.0035	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0043	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0049	0.0066	0.0085
	24	0.0026	0.0035	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0031	0.0043	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0034	0.0049	0.0066
	25	0.0051	0.0049	0.0043	0.0035	0.0028	0.0021	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0035	0.0026	0.0090	0.0085	0.0073
	26	0.0049	0.0051	0.0049	0.0043	0.0035	0.0028	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0035	0.0085	0.0090	0.0085
	27	0.0043	0.0049	0.0051	0.0049	0.0043	0.0035	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0073	0.0085	0.0090
	28	0.0035	0.0043	0.0049	0.0051	0.0049	0.0043	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0058	0.0073	0.0085
	29	0.0028	0.0035	0.0043	0.0049	0.0051	0.0049	0.0035	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0043	0.0058	0.0073
	30	0.0021	0.0028	0.0035	0.0043	0.0049	0.0051	0.0026	0.0035	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0031	0.0043	0.0058

Tabla 7.3.a Matriz de influencias $[I^C_{ji}]$ actuantes sobre el estrato inferior, debida a la aplicación de las cargas concentradas unitarias superficiales.

		Influencia actuante bajo el nodo (j):														
		16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Carga concentrada unitaria superficial aplicada sobre el nodo (i):	1	0.0058	0.0043	0.0031	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0035	0.0026	0.0051	0.0049	0.0043	0.0035	0.0028	0.0021
	2	0.0073	0.0058	0.0043	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0035	0.0049	0.0051	0.0049	0.0043	0.0035	0.0028
	3	0.0085	0.0073	0.0058	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0043	0.0049	0.0051	0.0049	0.0043	0.0035
	4	0.0090	0.0085	0.0073	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0035	0.0043	0.0049	0.0051	0.0049	0.0043
	5	0.0085	0.0090	0.0085	0.0035	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0028	0.0035	0.0043	0.0049	0.0051	0.0049
	6	0.0073	0.0085	0.0090	0.0026	0.0035	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0021	0.0028	0.0035	0.0043	0.0049	0.0051
	7	0.0066	0.0049	0.0034	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0043	0.0031	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0035	0.0026
	8	0.0085	0.0066	0.0049	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0043	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047	0.0035
	9	0.0101	0.0085	0.0066	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058	0.0047
	10	0.0107	0.0101	0.0085	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066	0.0058
	11	0.0101	0.0107	0.0101	0.0043	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0035	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070	0.0066
	12	0.0085	0.0101	0.0107	0.0031	0.0043	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0026	0.0035	0.0047	0.0058	0.0066	0.0070
	13	0.0070	0.0051	0.0035	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0034	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0043	0.0031
	14	0.0090	0.0070	0.0051	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058	0.0043
	15	0.0107	0.0090	0.0070	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073	0.0058
	16	0.0113	0.0107	0.0090	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085	0.0073
	17	0.0107	0.0113	0.0107	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0043	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090	0.0085
	18	0.0090	0.0107	0.0113	0.0034	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0031	0.0043	0.0058	0.0073	0.0085	0.0090
	19	0.0066	0.0049	0.0034	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0051	0.0035	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0034
	20	0.0085	0.0066	0.0049	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0051	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049
	21	0.0101	0.0085	0.0066	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066
	22	0.0107	0.0101	0.0085	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085
	23	0.0101	0.0107	0.0101	0.0051	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101
	24	0.0085	0.0101	0.0107	0.0035	0.0051	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0034	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107
	25	0.0058	0.0043	0.0031	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0034	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0051	0.0035
	26	0.0073	0.0058	0.0043	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0049	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070	0.0051
	27	0.0085	0.0073	0.0058	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0066	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090	0.0070
	28	0.0090	0.0085	0.0073	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0085	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107	0.0090
	29	0.0085	0.0090	0.0085	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0101	0.0051	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113	0.0107
	30	0.0073	0.0085	0.0090	0.0034	0.0049	0.0066	0.0085	0.0101	0.0107	0.0035	0.0051	0.0070	0.0090	0.0107	0.0113

Tabla 7.3.b Matriz de influencias $[I_{ji}^C]$ actuantes sobre el estrato inferior, debida a la aplicación de las cargas concentradas unitarias superficiales (continuación).

Debemos multiplicar a cada una de estas matrices $[I_{ji}^N]$, por sus correspondientes vectores de deformaciones volumétricas: $\alpha^A = 0.00075 \text{ m}^3/\text{t}$, $\alpha^B = 0.0040 \text{ m}^3/\text{t}$, y $\alpha^C = 0.0024 \text{ m}^3/\text{t}$. Al transponer a cada una de las matrices resultantes, y multiplicarlas por la matriz columnares de cargas concentradas unitarias superficiales, obtendremos las matrices columnares de asentamientos verticales correspondientes a cada uno de los estratos $[\delta_{ji}^N]$. Su suma nos proporcionará la matriz columnar de asentamientos verticales superficiales del suelo $[\delta_j]$, debida a la condición de carga propuesta.

7.4 Programa tridimensional de interacción estática suelo expansivo – losa de cimentación.

La interacción suelo - estructura consiste en encontrar un sistema de reacciones que al ser aplicado tanto a la estructura de cimentación como a la masa de suelo, provoque una misma configuración de desplazamientos entre ambos.

El método de interacción aquí desarrollado toma en consideración los desplazamientos verticales que habrá de sufrir el suelo tanto por asentamientos debidos a cargas, como por expansiones debidas a humedecimientos. Para ello, considera al suelo como un medio estratificado en el que se asigna un valor a las propiedades esfuerzo – deformación de cada uno de sus estratos. El cálculo de la distribución de esfuerzos en la masa de suelo hace uso de la teoría de la elasticidad a través del concepto de influencias desarrollado por Zeevaert (1980), aunque aplicado al caso de cargas puntuales de Boussinesq (obtenidas a partir de la concentración de las reacciones uniformes del terreno que actúan bajo la losa de cimentación). Por tanto, se considera a la masa de suelo como un medio continuo constituido por elementos que interactúan entre sí. Por su parte, el análisis de la losa de cimentación también se basa en la teoría de la elasticidad, aunque a través del uso del método de las diferencias finitas y del módulo de reacción de la subrasante.

Secuencia de cálculo.

Este método de interacción solo es aplicable a losas planas rectangulares de cimentación apoyadas directamente sobre el suelo, además requiere la realización de iteraciones para que converja. La secuencia de cálculo que desarrolla es la siguiente:

- 1) Divida la losa de cimentación en una malla de diferencias finitas tal como la mostrada en la figura 7.2. La malla debe tener un mismo espaciamiento Δh entre nodos a lo largo de ambas direcciones coordenadas (entre más pequeño sea el valor de Δh , mayor aproximación habrá en los resultados obtenidos), tratando que todas las cargas concentradas actuantes sobre la losa sean distribuidas sobre los nodos.
- 2) Calcule las matrices de influencias $[I_{ji}^N]$ correspondientes a cada uno de los estratos subyacentes de suelo, debidas a la presencia de cargas concentradas unitarias superficiales en los nodos de la malla de diferencias finitas (ver 7.3).
- 3) Proponga una distribución inicial en los esfuerzos de contacto (reacciones) actuantes bajo la losa de cimentación. El programa propone la correspondiente a una estructura de cimentación totalmente flexible cargada uniformemente.

$$q_i = \frac{\sum P_i}{A_{total}}$$

- 4) Concentre las reacciones uniformemente repartidas (q_i) actuantes bajo la losa de cimentación en los nodos de la malla de diferencias finitas (básese en sus áreas tributarias correspondientes). Si bien resulta más aproximado calcular los asentamientos del suelo en base a las reacciones uniformemente repartidas, el programa utiliza reacciones concentradas en los nodos debido a las dificultades de programación que representa.
- 5) Calcule los asentamientos superficiales $[\delta_j]$ debidos a la presencia de estas cargas concentradas (P_i) en los nodos de la malla de diferencias finitas (las deformaciones del terreno dependen de las cargas transmitidas por la cimentación, las cuales son de igual magnitud y sentido contrario al de sus reacciones). Haga uso de las ecuaciones 7-4 y 7-5:

$$[\delta_{ji}^N] = [[I_{ji}^N] \alpha^N]^T [P_i] \quad [\delta_i] = \sum_{N=A}^N [\delta_{ji}^N]$$

- 6) Calcule las expansiones y contracciones superficiales que habrá de presentar el suelo bajo cada uno de los nodos de la malla de diferencias finitas. Puesto que el programa no las calcula, estas deben ser obtenidas de manera independiente mediante la aplicación de cualquiera de los métodos anteriormente mencionados.
- 7) Reste las expansiones a los asentamientos calculados del suelo debajo de cada uno de los nodos de la malla de diferencias finitas (suma las contracciones si este fuera el caso). Cabe destacar que el programa hace uso de un valor de ajuste, reconocido como el valor máximo de expansión superficial del suelo. Este valor es sumado a todas las diferencias de desplazamiento anteriormente mencionadas a fin de evitar que presenten valores negativos, ya que esto provocaría la aparición de módulos de reacción negativos que evitarían que el método de interacción convergiera. En caso de que solo se presenten contracciones en el suelo, no será necesario hacer uso de ese valor de ajuste.

$$\delta = \delta_i - \delta_{\text{expansión}} + \delta_{\text{ajuste}} \quad \delta_{\text{ajuste}} = \delta_{\text{expansión_máxima}}$$

$$\delta = \delta_i + \delta_{\text{contracción}}$$

- 8) Conocidas las sobrecargas y las deformaciones actuantes en la superficie del suelo, calcule los módulos de reacción (k_i) actuantes debajo de cada uno de los nodos de la malla de diferencias finitas.

$$k_i = \frac{q_i}{\delta}$$

- 9) Determine las deformaciones provocadas a la losa ($\delta_{\text{dif. fin.}}$) aplicando el método de las diferencias finitas. Este método hará uso de los módulos de reacción (k_i) del suelo anteriormente calculados.
- 10) Compruebe los resultados obtenidos a través del equilibrio del sistema. La suma de las reacciones actuantes sobre el terreno y la losa deben ser iguales al valor de las cargas externas actuantes sobre la losa.

$$q_i = k_i \delta \quad \text{y} \quad \sum P = \sum q_i A_i$$

$$q_i = k_i \delta_{\text{dif. fin.}} \quad \text{y} \quad \sum P = \sum q_i A_i$$

Es un hecho que la compatibilidad de deformaciones entre el suelo y la losa nunca se presenta en esta etapa (a menos que se tenga una losa de cimentación totalmente flexible uniformemente cargada). Por tanto, debemos proceder a realizar la siguiente iteración de cálculo.

- 11) Calcule la nueva distribución de esfuerzos de contacto actuantes bajo cada uno de los nodos de la malla de diferencias finitas.

$$q_{i+1} = k_i \delta_{\text{dif. fin.}}$$

Esta nueva distribución esta basada en la deformación de la losa ($\delta_{\text{dif. fin.}}$) obtenida mediante la aplicación del método de las diferencias finitas.

- 12) Repita los pasos 4 al 10, haciendo uso de los nuevos valores de esfuerzos de contacto (q_{i+1}) actuantes bajo los nodos de la malla.

13) Repita los pasos 11 y 12, hasta alcanzar el nivel deseado de convergencia entre las deformaciones del suelo y la losa. Puede hacer uso de un comparativo definido como la máxima diferencia entre ambos valores.

$$\Delta\delta = \left| \delta - \delta_{dif. fin.} \right|_{\text{máximo}}$$

14) Reste el valor de ajuste a las deformaciones calculadas del suelo y la losa, a fin de obtener sus desplazamientos reales finales.

$$\begin{aligned} \delta_{real_suelo} &= \delta - \delta_{ajuste} \\ \delta_{real_losa} &= \delta_{dif. fin.} - \delta_{ajuste} \end{aligned}$$

15) Podemos hacer uso de los desplazamientos finales del suelo o la losa para continuar con el proceso de cálculo. El programa utiliza un promedio de ambos valores.

$$\delta_{promedio} = \frac{\delta_{real_suelo} + \delta_{real_losa}}{2}$$

16) Realice el cálculo de los cortantes y momentos flexionantes actuantes en cada uno de los nodos de la malla de diferencias finitas (unidades de cortante y momento por unidad de ancho) para ambos sentidos de análisis. Aplique las ecuaciones presentadas al final de 7.2.

Finalizado el análisis de interacción, se debe verificar que no se sobrepase la capacidad de carga del suelo, ni los movimientos totales y diferenciales permisibles en el proyecto. Además, se recomienda realizar el análisis de interacción considerando por lo menos tres condiciones del suelo: una sin expansiones, una con expansiones (construcción en época de estiaje), y una con contracciones (construcción en época de lluvias). Esto a fin de tener una mejor idea de los movimientos posibles de la estructura.

Ejemplo.

Calcule las deformaciones y los elementos mecánicos a que habrá de estar sometida la losa de cimentación mostrada en la figura 7.9, después de experimentar un movimiento diferencial por expansión del suelo.

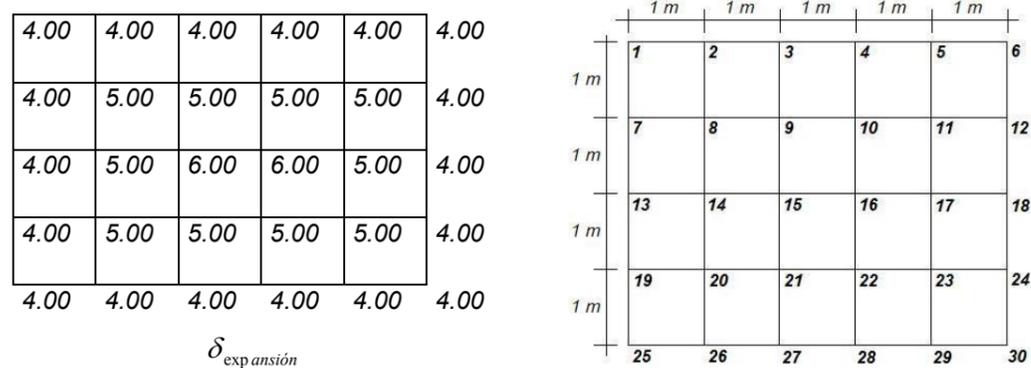


Fig. 7.8 (Izq.) Expansiones actuantes bajo de cada uno de los nodos de la malla (cms). (Der.) Orden de numeración dado a cada uno de los nodos de la malla de diferencias finitas.

Considere que la estructura será construida en época de estiaje, por lo que se espera que el suelo se expanda durante la época de lluvias. Las expansiones superficiales calculadas

bajo cada uno de los nodos de la malla de diferencias finitas son las mostradas en la figura 7.8.

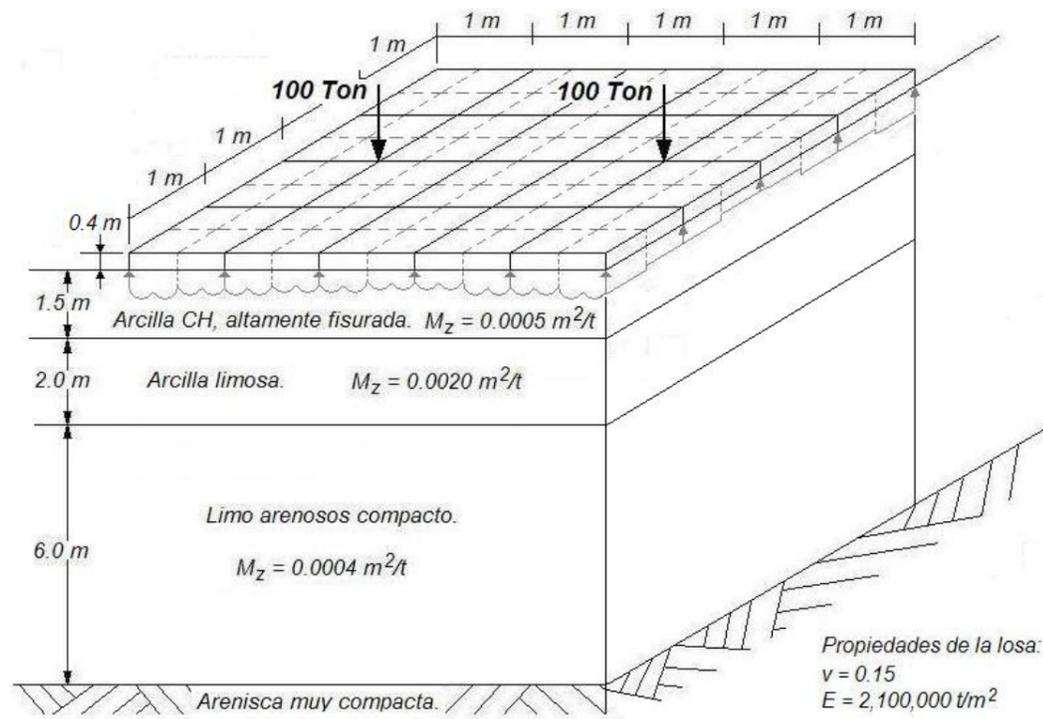


Fig. 7.9 Diagrama de la losa de cimentación. Observe la malla de diferencias finitas propuesta y la distribución de las áreas tributarias correspondientes a cada uno de sus nodos.

Paso 1: La losa de cimentación ha sido dividida en la malla de diferencias finitas mostrada en la figura 7.8 y 7.9, la cual presenta un espaciamiento Δh entre nodos de 1 m y dos cargas concentradas de 100 toneladas actuantes sobre sus nodos 14 y 17.

Paso 2: Las matrices de influencias $[I_{ji}^A]$, $[I_{ji}^B]$ y $[I_{ji}^C]$ correspondientes a cada uno de los estratos subyacentes de suelo, debidas a la presencia de cargas concentradas unitarias superficiales en los nodos de la malla de diferencias finitas, son las mostradas en las tablas 7.1, 7.2 y 7.3, respectivamente.

Paso 3: Proponiendo una distribución inicial de esfuerzos de contacto actuantes bajo la losa de cimentación correspondiente al de una estructura totalmente flexible uniformemente cargada.

$$q_i = \frac{\sum P_i}{A_{total}} = \frac{200 \text{ ton}}{20 \text{ m}^2} = 10 \text{ ton/m}^2$$

Paso 4: Puesto que los nodos de la malla de diferencias finitas tienen las siguientes áreas tributarias.

	0.25	0.50	0.50	0.50	0.50	0.25
	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50
	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50
	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50
	0.25	0.50	0.50	0.50	0.50	0.25

$A_i (\text{m}^2)$

Las cargas concentradas actuantes bajo cada uno de ellos, son:

P_i (Ton)	2.50	5.00	5.00	5.00	5.00	2.50
	5.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00
	5.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00
	5.00	10.00	10.00	10.00	10.00	5.00
	2.50	5.00	5.00	5.00	5.00	2.50

Paso 5: Los asentamientos verticales de cada uno de los estratos $[\delta_{ji}^N]$, debidos a la presencia de estas cargas concentradas, se calculan mediante la ecuación:

$$[\delta_{ji}^N] = [I_{ji}^N] \alpha^N [P_i]$$

En ella, la matriz columnar $[P_i]$ de cargas concentradas superficiales se forma a partir del ordenamiento de las cargas concentradas obtenidas en el paso 4, de acuerdo a la numeración dada a los nodos en la figura 7.8. Por tanto, los asentamientos verticales de cada uno de los estratos son:

0.234	0.440	0.463	0.463	0.440	0.234
0.440	0.834	0.873	0.873	0.834	0.440
0.460	0.870	0.913	0.913	0.870	0.460
0.440	0.834	0.873	0.873	0.834	0.440
0.234	0.440	0.463	0.463	0.440	0.234

δ_{ji}^A (cms)

0.901	1.304	1.518	1.518	1.304	0.901
1.279	1.874	2.188	2.188	1.874	1.279
1.424	2.093	2.445	2.445	2.093	1.424
1.279	1.874	2.188	2.188	1.874	1.279
0.901	1.304	1.518	1.518	1.304	0.901

δ_{ji}^B (cms)

0.297	0.344	0.371	0.371	0.344	0.297
0.335	0.390	0.422	0.422	0.390	0.335
0.349	0.407	0.440	0.440	0.407	0.349
0.335	0.390	0.422	0.422	0.390	0.335
0.297	0.344	0.371	0.371	0.344	0.297

δ_{ji}^C (cms)

La suma de cada uno de estos asentamientos verticales nos dará los asentamientos superficiales $[\delta_i]$ debidos a la presencia de estas cargas concentradas (P_i).

$$[\delta_i] = \sum_{N=A}^N [\delta_{ji}^N]$$

Por tanto, los asentamientos verticales superficiales del suelo son:

$\delta_i (cms)$	1.432	2.088	2.352	2.352	2.088	1.432
	2.053	3.098	3.482	3.482	3.098	2.053
	2.233	3.370	3.798	3.798	3.370	2.233
	2.053	3.098	3.482	3.482	3.098	2.053
	1.432	2.088	2.352	2.352	2.088	1.432

Paso 6 y 7: En la figura 7.8 se muestran las expansiones superficiales que se espera que se presenten bajo cada uno de los nodos de la malla. El máximo valor esperado (*valor de ajuste*) es de 6 cms (*nodos 15 y 16*).

Por tanto, al aplicar la expresión $\delta = \delta_i - \delta_{expansión} + \delta_{ajuste}$ a cada uno de los nodos de la malla, obtenemos:

$\delta (cms)$	3.432	4.088	4.352	4.352	4.088	3.432	$\delta_{ajuste} = 6cms$
	4.053	4.098	4.482	4.482	4.098	4.053	
	4.233	4.370	3.798	3.798	4.370	4.233	
	4.053	4.098	4.482	4.482	4.098	4.053	
	3.432	4.088	4.352	4.352	4.088	3.432	

Paso 8: Los módulos de reacción (k_i) del suelo actuantes bajo cada uno de los nodos de la malla, se obtienen tras dividir sus sobrecargas actuantes (q_i) entre sus desplazamientos superficiales (δ) correspondientes.

$k_i (ton/m^3)$	291.4	244.6	229.8	229.8	244.6	291.4
	246.7	244.0	223.1	223.1	244.0	246.7
	236.2	228.8	263.3	263.3	228.8	236.2
	246.7	244.0	223.1	223.1	244.0	246.7
	291.4	244.6	229.8	229.8	244.6	291.4

Paso 9: Aplicando el método de las diferencias finitas a la losa a través de la ecuación 7-2 (nodos centrales de la malla) y de las ecuaciones mostradas esquemáticamente en la figura 7.4 (nodos cerca y sobre el borde de la malla), obtenemos la matriz de coeficientes de las ecuaciones de diferencias finitas:

		w_i														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nodo analizado:	1	2.684	-2.678	0.489	0.000	0.000	0.000	-2.678	1.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000
	2	-2.678	6.854	-3.655	0.489	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
	3	0.489	-3.655	7.343	-3.655	0.489	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
	4	0.000	0.489	-3.655	7.343	-3.655	0.489	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.489	-3.655	6.854	-2.678	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.489	-2.678	2.684	0.000	0.000	0.000	0.000	1.700	-2.678	0.000	0.000	0.000
	7	-2.678	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	6.855	-5.700	1.000	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000
	8	1.700	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	-5.700	18.021	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000
	9	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.019	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000	-8.000
	10	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.019	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000
	11	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.700	0.000	0.000	1.000	-8.000	18.021	-5.700	0.000	0.000	0.000
	12	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-2.678	0.000	0.000	0.000	1.000	-5.700	6.855	0.000	0.000	0.000
	13	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	7.343	-5.700	1.000
	14	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	-5.700	19.020	-8.000
	15	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000	20.023
	16	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000
	17	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	1.000
	18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000
	19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000
	20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000
	21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000
	22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000
	23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000
	25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000
	26	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
	27	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
	28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	29	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 7.4.a Matriz de coeficientes de las ecuaciones de diferencias finitas.

Note que el método de las diferencias finitas toma en consideración al módulo de reacción de la subrasante (k_i) actuante bajo cada uno de los nodos de la malla, las propiedades mecánicas del material del que se encuentra construida la losa, y las cargas externas actuantes sobre ella.

		W_i														
		16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Nodo analizado:	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	4	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	5	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	6	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	7	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	8	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	9	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	10	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	11	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	12	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	13	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	
	14	1.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	
	15	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	
	16	20.023	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	
	17	-8.000	19.020	-5.700	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	
	18	1.000	-5.700	7.343	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	19	0.000	0.000	0.000	6.855	-5.700	1.000	0.000	0.000	0.000	-2.678	1.850	0.000	0.000	0.000	
	20	0.000	0.000	0.000	-5.700	18.021	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.700	-5.700	1.850	0.000	0.000	
	21	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.019	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	
	22	-8.000	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.019	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	
	23	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	1.000	-8.000	18.021	-5.700	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	
	24	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000	1.000	-5.700	6.855	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	
	25	0.000	0.000	0.000	-2.678	1.700	0.000	0.000	0.000	0.000	2.684	-2.678	0.489	0.000	0.000	
	26	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	-2.678	6.854	-3.655	0.489	0.000	
	27	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.489	-3.655	7.343	-3.655	0.489	
	28	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.489	-3.655	7.343	-3.655	
	29	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.489	-3.655	6.854	
	30	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	1.700	-2.678	0.000	0.000	0.000	0.489	-2.678	

Tabla 7.4.b Matriz de coeficientes de las ecuaciones de diferencias finitas (continuación).

Al acomodar los valores de la matriz columnar $|P\Delta h^2/D|$ de acuerdo al orden numérico dado a los nodos en la figura 7.8, obtenemos la matriz columnar de respuestas de las ecuaciones de diferencias finitas.

$$P\Delta h^2/D$$

0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0.009	0	0	0.009	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

Al multiplicar la inversa de la matriz de coeficientes de las ecuaciones de diferencias finitas (tabla 7.4) por su matriz columnar de respuestas $|P\Delta h^2/D|$, obtenemos las deformaciones de la losa:

$$\delta_{dif. fin.} (cms)$$

4.052	4.035	4.007	4.007	4.035	4.052
4.188	4.173	4.130	4.130	4.173	4.188
4.274	4.276	4.201	4.201	4.276	4.274
4.188	4.173	4.130	4.130	4.173	4.188
4.052	4.035	4.007	4.007	4.035	4.052

Paso 10: Al multiplicar los desplazamientos verticales calculados del suelo y la losa (δ y $\delta_{dif. fin.}$) por sus correspondientes módulos de reacción (k_i), obtenemos las reacciones uniformemente repartidas (q_i) actuantes bajo cada uno de los nodos de la malla. Al multiplicar a estas por sus áreas tributarias correspondientes, obtenemos las cargas concentradas (P_i) actuantes bajo los nodos. Por tanto, la suma de las cargas concentradas (P_i) correspondientes a cada caso, debe ser igual al valor de las cargas externas aplicadas sobre la losa (200 Ton).

Paso 11: La nueva distribución de esfuerzos de contacto (q_{i+1}) actuantes bajo los nodos de la malla, se obtiene tras multiplicar los desplazamientos verticales de la losa ($\delta_{dif. fin.}$) por sus correspondientes módulos de reacción (k_i) del suelo.

$$q_{i+1} (ton/m^2)$$

11.81	9.87	9.21	9.21	9.87	11.81
10.33	10.18	9.21	9.21	10.18	10.33
10.10	9.78	11.06	11.06	9.78	10.10
10.33	10.18	9.21	9.21	10.18	10.33
11.81	9.87	9.21	9.21	9.87	11.81

Paso 4 (2): Por tanto, las nuevas cargas concentradas actuantes bajo cada uno de los nodos de la malla son:

$P_i(Ton)$	2.95	4.94	4.60	4.60	4.94	2.95
	5.17	10.18	9.21	9.21	10.18	5.17
	5.05	9.78	11.06	11.06	9.78	5.05
	5.17	10.18	9.21	9.21	10.18	5.17
	2.95	4.94	4.60	4.60	4.94	2.95

Paso 5 (2): Los asentamientos verticales de los estratos subyacentes de suelo, debidos a la presencia de estas cargas concentradas superficiales, son:

0.263	0.436	0.431	0.431	0.436	0.263	0.912	1.296	1.489	1.489	1.296	0.912
0.453	0.842	0.823	0.823	0.842	0.453	1.290	1.871	2.167	2.167	1.871	1.290
0.465	0.861	0.975	0.975	0.861	0.465	1.434	2.095	2.439	2.439	2.095	1.434
0.453	0.842	0.823	0.823	0.842	0.453	1.290	1.871	2.167	2.167	1.871	1.290
0.263	0.436	0.431	0.431	0.436	0.263	0.912	1.296	1.489	1.489	1.296	0.912

$\delta_{ji}^A (cms)$

$\delta_{ji}^B (cms)$

0.296	0.343	0.370	0.370	0.343	0.296
0.335	0.389	0.420	0.420	0.389	0.335
0.349	0.406	0.439	0.439	0.406	0.349
0.335	0.389	0.420	0.420	0.389	0.335
0.296	0.343	0.370	0.370	0.343	0.296

$\delta_{ji}^C (cms)$

La suma de estos valores nos proporciona los asentamientos superficiales del suelo:

$\delta_i (cms)$	1.471	2.076	2.290	2.290	2.076	1.471
	2.078	3.103	3.410	3.410	3.103	2.078
	2.247	3.363	3.853	3.853	3.363	2.247
	2.078	3.103	3.410	3.410	3.103	2.078
	1.471	2.076	2.290	2.290	2.076	1.471

Paso 6 (2) y 7 (2): La expresión $\delta = \delta_i - \delta_{expansión} + \delta_{ajuste}$ nos proporciona los desplazamientos superficiales del suelo.

$\delta (cms)$	3.471	4.076	4.290	4.290	4.076	3.471
	4.078	4.103	4.410	4.410	4.103	4.078
	4.247	4.363	3.853	3.853	4.363	4.247
	4.078	4.103	4.410	4.410	4.103	4.078
	3.471	4.076	4.290	4.290	4.076	3.471

Paso 8 (2): Los nuevos módulos de reacción (k_i) del suelo actuantes bajo cada uno de los nodos de la malla son:

$k_i (ton/m^3)$	340.2	242.2	214.6	214.6	242.2	340.2
	253.4	248.2	208.9	208.9	248.2	253.4
	237.7	224.3	287.1	287.1	224.3	237.7
	253.4	248.2	208.9	208.9	248.2	253.4
	340.2	242.2	214.6	214.6	242.2	340.2

Paso 9 (2): Aplicando las ecuaciones de diferencias finitas, obtenemos la siguiente matriz de coeficientes:

		W_i														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nodo analizado:	1	2.685	-2.678	0.489	0.000	0.000	0.000	-2.678	1.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000
	2	-2.678	6.854	-3.655	0.489	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
	3	0.489	-3.655	7.342	-3.655	0.489	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
	4	0.000	0.489	-3.655	7.342	-3.655	0.489	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.489	-3.655	6.854	-2.678	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.489	-2.678	2.685	0.000	0.000	0.000	0.000	1.700	-2.678	0.000	0.000	0.000
	7	-2.678	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	6.855	-5.700	1.000	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000
	8	1.700	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	-5.700	18.022	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000
	9	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.018	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000	-8.000
	10	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.018	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000
	11	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.700	0.000	0.000	1.000	-8.000	18.022	-5.700	0.000	0.000	0.000
	12	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-2.678	0.000	0.000	0.000	1.000	-5.700	6.855	0.000	0.000	0.000
	13	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	7.343	-5.700	1.000
	14	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	-5.700	19.020	-8.000
	15	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000	20.025
	16	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000
	17	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	1.000
	18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000
	19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000
	20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000
	21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000
	22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000
	23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000
	25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000
	26	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
	27	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
	28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	29	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 7.5.a Matriz de coeficientes de las ecuaciones de diferencias finitas.

		W_i														
		16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Nodo analizado:	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	4	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	5	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	6	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	7	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	8	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	9	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	10	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	11	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	12	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	13	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	
	14	1.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	
	15	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	
	16	20.025	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	
	17	-8.000	19.020	-5.700	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	
	18	1.000	-5.700	7.343	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	19	0.000	0.000	0.000	6.855	-5.700	1.000	0.000	0.000	0.000	-2.678	1.850	0.000	0.000	0.000	
	20	0.000	0.000	0.000	-5.700	18.022	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.700	-5.700	1.850	0.000	0.000	
	21	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.018	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	
	22	-8.000	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.018	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	
	23	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	1.000	-8.000	18.022	-5.700	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	
	24	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000	1.000	-5.700	6.855	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	
	25	0.000	0.000	0.000	-2.678	1.700	0.000	0.000	0.000	0.000	2.685	-2.678	0.489	0.000	0.000	
	26	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	-2.678	6.854	-3.655	0.489	0.000	
	27	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.489	-3.655	7.342	-3.655	0.489	
	28	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.489	-3.655	7.342	-3.655	
	29	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.489	-3.655	6.854	
	30	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	1.700	-2.678	0.000	0.000	0.000	0.489	-2.678	

Tabla 7.5.b Matriz de coeficientes de las ecuaciones de diferencias finitas (continuación).

Puesto que la matriz columnar de respuestas $|P\Delta h^2/D|$ no varía con respecto a la primera iteración de cálculo, las deformaciones de la losa son las siguientes:

$\delta_{dif. fin.} (cms)$	4.021	4.012	3.989	3.989	4.012	4.021
	4.157	4.149	4.111	4.111	4.149	4.157
	4.243	4.251	4.180	4.180	4.251	4.243
	4.157	4.149	4.111	4.111	4.149	4.157
	4.021	4.012	3.989	3.989	4.012	4.021

Paso 10 (2): Comparando el nivel de convergencia alcanzado entre las deformaciones del suelo y la losa durante la primera y segunda iteración (diferencia $\Delta\delta$ existente entre ambos valores). Observamos que la diferencia máxima presente durante la primera iteración fue de 0.62 cms (nodos de las esquinas), mientras que para la segunda iteración esta se redujo a 0.55 cms.

-0.620	0.053	0.345	0.345	0.053	-0.620	-0.550	0.064	0.301	0.301	0.064	-0.550
-0.135	-0.075	0.352	0.352	-0.075	-0.135	-0.079	-0.046	0.299	0.299	-0.046	-0.079
-0.041	0.094	-0.403	-0.403	0.094	-0.041	0.004	0.112	-0.327	-0.327	0.112	0.004
-0.135	-0.075	0.352	0.352	-0.075	-0.135	-0.079	-0.046	0.299	0.299	-0.046	-0.079
-0.620	0.053	0.345	0.345	0.053	-0.620	-0.550	0.064	0.301	0.301	0.064	-0.550

Puesto que ya se ha ejemplificado el proceso iterativo de cálculo que desarrolla el programa, tan solo nos resta verificar sus resultados. El programa ejecuta un cierto número de iteraciones previamente definidas en vez de buscar a un valor mínimo de convergencia, en un intento por evitar el posible problema de saturación de la computadora mediante cálculos excesivos.

Paso 3 (1000): Se le ordenó al programa que ejecutara 1,000 iteraciones del problema tratado. El valor final de sobrecarga (q_i) con el que trabajó fue:

$q_i (ton/m^2)$	34.59	6.64	4.96	4.96	6.64	34.59
	8.41	11.30	5.81	5.81	11.30	8.41
	8.33	7.58	16.73	16.73	7.58	8.33
	8.41	11.30	5.81	5.81	11.30	8.41
	34.59	6.64	4.96	4.96	6.64	34.59

Paso 4 (1000): Por tanto, las cargas concentradas que actúan bajo cada uno de los nodos son:

P_i (Ton)	8.65	3.32	2.48	2.48	3.32	8.65
	4.21	11.30	5.81	5.81	11.30	4.21
	4.17	7.58	16.73	16.73	7.58	4.17
	4.21	11.30	5.81	5.81	11.30	4.21
	8.65	3.32	2.48	2.48	3.32	8.65

Paso 5 (1000): Los asentamientos verticales de los estratos subyacentes de suelo debidos a la presencia de estas cargas concentradas superficiales, son:

0.612	0.349	0.261	0.261	0.349	0.612	0.991	1.259	1.334	1.334	1.259	0.991
0.415	0.883	0.612	0.612	0.883	0.415	1.309	1.822	2.052	2.052	1.822	1.309
0.395	0.743	1.309	1.309	0.743	0.395	1.410	2.049	2.401	2.401	2.049	1.410
0.415	0.883	0.612	0.612	0.883	0.415	1.309	1.822	2.052	2.052	1.822	1.309
0.612	0.349	0.261	0.261	0.349	0.612	0.991	1.259	1.334	1.334	1.259	0.991
	δ_{ji}^A (cms)					δ_{ji}^B (cms)					

0.294	0.338	0.362	0.362	0.338	0.294
0.332	0.383	0.411	0.411	0.383	0.332
0.345	0.400	0.430	0.430	0.400	0.345
0.332	0.383	0.411	0.411	0.383	0.332
0.294	0.338	0.362	0.362	0.338	0.294
	δ_{ji}^C (cms)				

Por tanto, los asentamientos verticales superficiales del suelo son:

δ_i (cms)	1.898	1.946	1.957	1.957	1.946	1.898
	2.056	3.088	3.075	3.075	3.088	2.056
	2.150	3.192	4.141	4.141	3.192	2.150
	2.056	3.088	3.075	3.075	3.088	2.056
	1.898	1.946	1.957	1.957	1.946	1.898

Paso 6 (1000) y 7 (1000): Aplicando la expresión $\delta = \delta_i - \delta_{expansión} + \delta_{ajuste}$, obtenemos:

$\delta (cms)$	3.898	3.946	3.957	3.957	3.946	3.898
	4.056	4.088	4.075	4.075	4.088	4.056
	4.150	4.192	4.141	4.141	4.192	4.150
	4.056	4.088	4.075	4.075	4.088	4.056
	3.898	3.946	3.957	3.957	3.946	3.898

Paso 8 (1000): Los módulos de reacción (k_i) del suelo actuantes bajo los nodos, son:

$k_i (ton/m^3)$	887.4	168.3	125.4	125.4	168.3	887.4
	207.4	276.3	142.7	142.7	276.3	207.4
	200.8	180.7	404.1	404.1	180.7	200.8
	207.4	276.3	142.7	142.7	276.3	207.4
	887.4	168.3	125.4	125.4	168.3	887.4

Paso 9 (1000): Aplicando las ecuaciones de diferencias finitas, obtenemos la siguiente matriz de coeficientes:

		W_i														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nodo analizado:	1	2.697	-2.678	0.489	0.000	0.000	0.000	-2.678	1.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000
	2	-2.678	6.851	-3.655	0.489	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
	3	0.489	-3.655	7.338	-3.655	0.489	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
	4	0.000	0.489	-3.655	7.338	-3.655	0.489	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.489	-3.655	6.851	-2.678	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.489	-2.678	2.697	0.000	0.000	0.000	0.000	1.700	-2.678	0.000	0.000	0.000
	7	-2.678	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	6.853	-5.700	1.000	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000
	8	1.700	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	-5.700	18.024	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000
	9	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.012	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000	-8.000
	10	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.012	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000
	11	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.700	0.000	0.000	1.000	-8.000	18.024	-5.700	0.000	0.000	0.000
	12	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-2.678	0.000	0.000	0.000	1.000	-5.700	6.853	0.000	0.000	0.000
	13	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	7.341	-5.700	1.000
	14	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	-5.700	19.016	-8.000
	15	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000	20.035
	16	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000
	17	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	1.000
	18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000
	19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000
	20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000
	21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000
	22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000
	23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000
	25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000
	26	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
	27	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
	28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	29	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 7.6.a Matriz de coeficientes de las ecuaciones de diferencias finitas.

		W_i														
		16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Nodo analizado:	1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	4	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	7	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	8	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	9	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	10	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	11	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	12	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	13	0.000	0.000	0.000	-3.655	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	14	1.000	0.000	0.000	1.850	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	15	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
	16	20.035	-8.000	1.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
	17	-8.000	19.016	-5.700	0.000	0.000	0.000	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
	18	1.000	-5.700	7.341	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.489
	19	0.000	0.000	0.000	6.853	-5.700	1.000	0.000	0.000	0.000	-2.678	1.850	0.000	0.000	0.000	0.000
	20	0.000	0.000	0.000	-5.700	18.024	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.700	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000
	21	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.012	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000
	22	-8.000	2.000	0.000	0.000	1.000	-8.000	19.012	-8.000	1.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000
	23	2.000	-8.000	1.850	0.000	0.000	1.000	-8.000	18.024	-5.700	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.700
	24	0.000	1.850	-3.655	0.000	0.000	0.000	1.000	-5.700	6.853	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-2.678
	25	0.000	0.000	0.000	-2.678	1.700	0.000	0.000	0.000	0.000	2.697	-2.678	0.489	0.000	0.000	0.000
	26	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.000	-2.678	6.851	-3.655	0.489	0.000	0.000
	27	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.489	-3.655	7.338	-3.655	0.489	0.000
	28	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.489	-3.655	7.338	-3.655	0.489
	29	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.850	-5.700	1.850	0.000	0.000	0.489	-3.655	6.851	-2.678
	30	0.000	0.000	0.489	0.000	0.000	0.000	0.000	1.700	-2.678	0.000	0.000	0.000	0.489	-2.678	2.697

Tabla 7.6.b Matriz de coeficientes de las ecuaciones de diferencias finitas (continuación).

Puesto que la matriz columnar de respuestas $|P\Delta h^2/D|$ de las ecuaciones de diferencias finitas, no varía respecto a la de la primera iteración. Las deformaciones que habrá de presentar la losa son las siguientes:

$\delta_{dif.fin.} (cms)$	3.898	3.946	3.957	3.957	3.946	3.898
	4.056	4.088	4.075	4.075	4.088	4.056
	4.150	4.192	4.141	4.141	4.192	4.150
	4.056	4.088	4.075	4.075	4.088	4.056
	3.898	3.946	3.957	3.957	3.946	3.898

Paso 10 (1000): Al comparar el nivel de convergencia alcanzado entre las deformaciones del suelo y la losa ($\Delta\delta = \delta - \delta_{dif.fin.}$), observamos que no existe discrepancia entre ambos resultados obtenidos (convergiaron).

Paso 14 y 15: Es momento de restar el valor de ajuste ($\delta_{ajuste} = 6 cms$) a las deformaciones calculadas del suelo y la losa a fin de obtener los desplazamientos reales finales que habrán de presentar.

$\delta_{final} (cms)$	-2.102	-2.054	-2.043	-2.043	-2.054	-2.102
	-1.944	-1.912	-1.925	-1.925	-1.912	-1.944
	-1.850	-1.808	-1.859	-1.859	-1.808	-1.850
	-1.944	-1.912	-1.925	-1.925	-1.912	-1.944
	-2.102	-2.054	-2.043	-2.043	-2.054	-2.102

Cabe destacar que este desplazamiento se aplica tanto al suelo como a la losa, ya que se considera que estos nunca perderán contacto.

Paso 16: Conocidas las deformaciones que habrá de presentar la losa, procedemos a determinar los cortantes y momentos flexionantes por unidad de ancho que habrán de actuar en cada uno de sus nodos (ambos sentidos de análisis). Estos se calculan haciendo uso de las ecuaciones presentadas al final de 7.2.

-6.07	5.69	-0.02	0.02	-5.69	6.07	-1.80	-4.71	-2.30	-2.30	-4.71	-1.80
4.71	0.49	-2.41	2.41	-0.49	-4.71	-20.20	-23.41	-10.61	-10.61	-23.41	-20.20
17.34	-3.90	-12.82	12.82	3.90	-17.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.71	0.49	-2.41	2.41	-0.49	-4.71	20.20	23.41	10.61	10.61	23.41	20.20
-6.07	5.69	-0.02	0.02	-5.69	6.07	1.80	4.71	2.30	2.30	4.71	1.80

Cortantes respecto a X

Cortantes respecto a Y

0.00	4.14	1.33	1.33	4.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	5.75	-0.53	-0.53	5.75	0.00	7.27	5.08	5.82	5.82	5.08	7.27
0.00	14.33	-3.68	-3.68	14.33	0.00	21.65	25.55	14.08	14.08	25.55	21.65
0.00	5.75	-0.53	-0.53	5.75	0.00	7.27	5.08	5.82	5.82	5.08	7.27
0.00	4.14	1.33	1.33	4.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Momentos respecto a X

Momentos respecto a Y

Cabe destacar que puesto que la estructura es considerada continua, sus momentos flexionantes tienden a cero en los extremos del sentido de análisis.

Ejemplo de aplicación del programa.

PROGRAMA TRIDIMENSIONAL DE INTERACCION ESTATICA PARA EL CALCULO DE LOSAS DE CIMENTACION SOBRE SUELOS EXPANSIVOS Y NO EXPANSIVOS.

Este programa solo es aplicable a losas de cimentación planas rectangulares. Hace uso del método de las Diferencias Finitas para el cálculo de las deformaciones de la losa, y de la teoría de Boussinesq ante cargas puntuales para el cálculo de los asentamientos del suelo.

El primer paso es dividir a la losa de cimentación en una malla de diferencias finitas, la cual debe contener un mismo espaciamiento "h" entre nodos en ambas direcciones coordenadas (entre más pequeño sea este valor, se tendrá una mejor aproximación en los resultados). Las cargas de las columnas deben ubicarse exactamente en los nodos de la malla (no se pueden introducir los momentos flexionantes transmitidos por las columnas a la losa de cimentación).

Nota: La malla debe tener un mínimo de 5 filas y 5 columnas.

Inserte los siguientes datos del problema:

Número de filas de la malla (Horizontal): 5
 Número de columnas de la malla (Vertical): 6
 Relación de Poisson de la losa (se recomienda 0.15 p/concreto): .15
 Peralte efectivo de la losa, en m: .4
 Módulo elástico (E) de la losa, en T/m²? 2100000
 Espaciamiento "h" entre nodos de la malla, en m? 1

A continuación se insertarán los valores de las cargas concentradas actuantes sobre la losa (sobre los nodos de la malla de diferencias finitas).

El programa permite insertar un valor único de carga a todos los nodos, realizando correcciones a ciertos nodos específicos mediante la suma de otros valores. Así, si lo desea puede insertar un valor único igual o diferente de cero a todos los nodos, y realizar la suma de un valor positivo o negativo a algunos de ellos.

¿Que valor inicial de carga desea introducir a todos los nodos, en Ton? 0

¿A cuantos nodos desea cambiarles su valor, mediante la suma de otro valor? 2

A continuación se insertarán las coordenadas de los nodos a los que se les cambiará su valor, así como el valor que se les habrá de sumar.

Inserte la fila del nodo, contada de arriba hacia abajo: 3
Inserte la columna del nodo, contada de izquierda a derecha: 2
Inserte el valor de la carga a sumar (o restar en caso de tener signo negativo), en Toneladas: 100

Inserte la fila del nodo, contada de arriba hacia abajo: 3
Inserte la columna del nodo, contada de izquierda a derecha: 5
Inserte el valor de la carga a sumar (o restar en caso de tener signo negativo), en Toneladas: 100

La carga total actuante sobre la losa, en Ton, es de:

SUMAP =

200

A continuación se insertarán las características de los estratos compresibles subyacentes de suelo.

¿Cuantos estratos compresibles de suelo existen bajo la losa? 3

Inserte el espesor de cada uno de los estratos, uno por uno en metros:

Espesor (m): 1.5
Espesor (m): 2
Espesor (m): 6

Inserte los módulos de deformación unitaria de los estratos, uno por uno en m²/T:

Mz (m²/T): .0005
Mz (m²/T): .002
Mz (m²/T): .0004

A continuación se insertarán los valores calculados de expansión o contracción que se espera que actúen bajo cada uno de los nodos de la malla. El programa también permite realizar el análisis de interacción considerando la condición de que el suelo no presente expansiones o contracciones.

Si desea realizar el análisis de interacción considerando que el suelo presentará expansiones o contracciones, estas deberán ser insertadas a partir del archivo de Excel con nombre "datos", el cual deberá ser creado en la ubicación c:\MATLAB7\work\datos. Los valores de expansión o contracción deben insertarse en cms, en la primer columna de la hoja uno del archivo, considerando un orden de inserción de izquierda a derecha y de arriba a abajo de los nodos de la malla (las contracciones del suelo se especifican con un signo negativo).

¿Se tendrán expansiones bajo la losa? 1=No, 2=Si : 2

Leyendo datos. Espere ...

Inserte el número de iteraciones que desea realizar: 1000

Iterando. Espere ...

Nota: En los desplazamientos calculados del suelo y la losa, un signo negativo indica expansión o levantamiento, respectivamente.
 Los asentamientos (cms) del suelo, obtenidos mediante la aplicación de la teoría de Boussinesq para carga puntual son:

MOVSUELOcms =

-2.1021	-2.0543	-2.0427	-2.0427	-2.0543	-2.1021
-1.9442	-1.9122	-1.9248	-1.9248	-1.9122	-1.9442
-1.8497	-1.8077	-1.8594	-1.8594	-1.8077	-1.8497
-1.9442	-1.9122	-1.9248	-1.9248	-1.9122	-1.9442
-2.1021	-2.0543	-2.0427	-2.0427	-2.0543	-2.1021

Las deformaciones (cms) de la losa, obtenidas mediante la aplicación de las técnicas de las diferencias finitas son:

RWFcms =

-2.1021	-2.0543	-2.0427	-2.0427	-2.0543	-2.1021
-1.9442	-1.9122	-1.9248	-1.9248	-1.9122	-1.9442
-1.8497	-1.8077	-1.8594	-1.8594	-1.8077	-1.8497
-1.9442	-1.9122	-1.9248	-1.9248	-1.9122	-1.9442
-2.1021	-2.0543	-2.0427	-2.0427	-2.0543	-2.1021

La diferencia entre ambos valores (divergencia), es:

RESTASENTcms =

1.0e-012 *

0.0708	0.0257	0.0062	-0.0451	-0.0909	-0.1305
0.0576	0.0167	-0.0236	-0.0756	-0.1249	-0.1249
0.0833	0.0153	-0.0333	-0.0847	-0.1110	-0.1180
0.0881	0.0493	-0.0062	-0.0486	-0.0971	-0.1013
0.1145	0.0729	0.0312	-0.0146	-0.0548	-0.0985

La divergencia máxima encontrada (cms), fue de

ans =

1.3045e-013

El cálculo de los cortantes y momentos actuantes en la losa, se realiza con el promedio de ambos valores de desplazamiento (suelo y losa):

MOVDISENOfinal =

-2.1021	-2.0543	-2.0427	-2.0427	-2.0543	-2.1021
-1.9442	-1.9122	-1.9248	-1.9248	-1.9122	-1.9442
-1.8497	-1.8077	-1.8594	-1.8594	-1.8077	-1.8497
-1.9442	-1.9122	-1.9248	-1.9248	-1.9122	-1.9442
-2.1021	-2.0543	-2.0427	-2.0427	-2.0543	-2.1021

Los cortantes actuantes por unidad de ancho (T/ml), con respecto al eje horizontal, son:

CORTX =

-6.0723	5.6891	-0.0199	0.0199	-5.6891	6.0723
4.7086	0.4944	-2.4124	2.4124	-0.4944	-4.7086
17.3377	-3.8974	-12.8163	12.8163	3.8974	-17.3377
4.7086	0.4944	-2.4124	2.4124	-0.4944	-4.7086
-6.0723	5.6891	-0.0199	0.0199	-5.6891	6.0723

Los cortantes actuantes por unidad de ancho (T/ml), con respecto al eje vertical, son:

CORTY =

-1.8019	-4.7086	-2.2963	-2.2963	-4.7086	-1.8019
-20.2001	-23.4100	-10.6136	-10.6136	-23.4100	-20.2001
0	-0.0000	-0.0000	0.0000	-0.0000	0.0000
20.2001	23.4100	10.6136	10.6136	23.4100	20.2001
1.8019	4.7086	2.2963	2.2963	4.7086	1.8019

Los momentos actuantes por unidad de ancho (T*m/ml), con respecto al eje horizontal, son:

MOMENTOSX =

0	4.1401	1.3308	1.3308	4.1401	0
0	5.7499	-0.5341	-0.5341	5.7499	0
0	14.3262	-3.6798	-3.6798	14.3262	0
0	5.7499	-0.5341	-0.5341	5.7499	0
0	4.1401	1.3308	1.3308	4.1401	0

Los momentos actuantes por unidad de ancho (T*m/ml), con respecto al eje vertical, son:

MOMENTOSY =

0	0	0	0	0	0
7.2677	5.0800	5.8155	5.8155	5.0800	7.2677
21.6478	25.5505	14.0790	14.0790	25.5505	21.6478
7.2677	5.0800	5.8155	5.8155	5.0800	7.2677
0	0	0	0	0	0

RESUMEN.

La interacción suelo - estructura consiste en encontrar un sistema de reacciones que al ser aplicado tanto a la estructura de cimentación como a la masa de suelo, provoque una misma configuración de desplazamientos entre ambos.

El método de interacción suelo expansivo – losa de cimentación aquí presentado, fue creado para el diseño de losas macizas rectangulares de cimentación apoyadas directamente sobre el suelo, basándose en un análisis que compatibiliza las deformaciones del suelo y de la losa de cimentación bajo condiciones estáticas:

Las deformaciones del suelo toman en consideración tanto sus asentamientos debidos a cargas, como sus expansiones y contracciones debidos a cambios en su contenido de humedad. Para ello, considera al suelo como un medio estratificado con propiedades

esfuerzo – deformación en cada uno de sus estratos. El cálculo de la distribución de esfuerzos en la masa de suelo hace uso de la teoría de la elasticidad, a través del concepto de influencias desarrollado por Zeevaert, aunque aplicado al caso de cargas puntuales de Boussinesq. Por tanto, se considera a la masa de suelo como un medio continuo constituido por elementos que interactúan entre sí.

Por su parte, el análisis de la losa de cimentación también se basa en la teoría de la elasticidad, aunque a través del uso del método de las diferencias finitas y del módulo de reacción de la subrasante.

CONCLUSION.

Si bien el desarrollo de métodos de interacción que compatibilicen las deformaciones de los suelos expansivos y de las estructuras de cimentación ya no son un reto. Su principal obstáculo sigue siendo el calcular las expansiones y contracciones superficiales que habrá de presentar el suelo en campo, ya que estas continúan obteniéndose de acuerdo a bases empíricas. Esto obliga a tener que realizar el análisis de interacción considerando varias condiciones de movimiento en el suelo, a fin de tener una mejor idea de las condiciones a que habrá de estar sujeta la estructura.

CONCLUSION.

Los suelos potencialmente expansivos han demostrado ser un problema a nivel mundial, debido a las pérdidas económicas que provocan y a que pueden ser encontrados en casi cualquier parte del mundo, abundando en los lugares donde la evapotranspiración anual exceda a la precipitación.

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 de las 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.

Se sabe que al construir una estructura sobre un suelo expansivo se eliminan sus fuerzas de evaporación, lo que provoca la expansión del suelo. Si bien las arcillas se expanden o contraen en respuesta a los cambios de las fuerzas que actúan sobre sus partículas, todo apunta a que la succión osmótica es la principal responsable del mecanismo de expansión de los suelos.

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 durante por lo menos parte de los ciclos estacionales. 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 gran cantidad de variables que intervienen en ella.

En general, los movimientos de los suelos bajo las estructuras ocurren con un movimiento general de levantamiento, el cual comienza poco después de empezada la construcción y termina en aproximadamente cuatro años o más después de finalizada la obra, con una expansión y contracción cíclica, la cual normalmente ocurre alrededor del perímetro de la estructura y esta fuertemente relacionada a la cantidad de lluvia y evapotranspiración existente, y con expansiones y contracciones localizadas, usualmente debidas a factores extraños. Se sabe que las estructuras tienden a sufrir daños más severos por expansiones diferenciales y no generales del suelo, lo que condiciona que estas sean las que gobiernen el diseño de las cimentaciones. Además, no existe interés por crear cimentaciones capaces de resistir todos los movimientos posibles del suelo, ya que sus costos podrían exceder a los daños que se intentan prevenir. Esto hace que el trato con los suelos expansivos se convierta en una balanza de riesgos contra costos.

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 puede observar que los suelos con límites líquidos mayores a 40 e índices plásticos mayores a 15, son considerados como potencialmente expansivos). Por su parte, las pruebas de expansión son los métodos más utilizados para definir el potencial de expansión de los suelos, debido a que estas miden directamente 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.

Todo parece indicar que los estudios basados en la succión del suelo podrán estimar adecuadamente sus cambios de volumen, aunque existen dos razones principales por las cuales estos aún no se han desarrollado satisfactoriamente:

- Ha habido una carencia de bases teóricas para su desarrollo, ya que las condiciones de esfuerzo, los mecanismos de expansión y las propiedades del suelo aún no han sido totalmente entendidos. En especial, las condiciones de frontera de los análisis han permanecido con una naturaleza empírica, debido principalmente a que se encuentran relacionados a las condiciones medioambientales, las cuales son muy difíciles de predecir.
- Los estudios geotécnicos prácticos tienen un costo muy elevado, a tal grado que los propietarios tienden a considerar que sus costos sobrepasan a los riesgos que se pueden tomar. Además, debido a que los riesgos que se toman usualmente no ponen en peligro vidas humanas, las agencias del gobierno le han dado poca atención al problema.

Por tanto, existe la necesidad de crear una tecnología apropiada para el estudio del comportamiento de los suelos no saturados, procurando que esta sea práctica, no muy costosa, y sustentada en bases teóricas.

Las soluciones para construir sobre suelos expansivos se clasifican en tres categorías básicas: Las que alteran las condiciones del suelo a fin de reducir o eliminar su potencial de expansión, las que evitan a los suelos expansivos, aislando a las cimentaciones de sus efectos, y las que proveen cimentaciones capaces de soportar los movimientos diferenciales del suelo, mitigando sus efectos sobre la superestructura. Cada una de estas propuestas incluye metodologías específicas.

En general, 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. Aunque su principal obstáculo sigue siendo el calcular las expansiones y contracciones superficiales que habrá de presentar el suelo en campo, ya que estas continúan obteniéndose de acuerdo a bases empíricas. Esto obliga a tener que realizar el análisis de interacción considerando varias condiciones de movimiento en el suelo, a fin de tener una mejor idea de las condiciones a las que podría estar sujeta la estructura.

ANEXO I**Caso histórico: Edificio y estacionamiento afectados en la ciudad de Clear Lake, Houston, Texas.**

Sinopsis: Bandyopadhyay y Reuss (1984) nos describen un caso histórico en el que el incremento de humedad en un suelo expansivo de cimentación causó daños severos a una edificación, mientras que su desecación por parte de la vegetación provocó daños a su estacionamiento. Si bien la fuente de humedad era inicialmente desconocida, después de algunas entrevistas se descubrió que se encontraba relacionada a una fuga en las líneas subterráneas de agua.

Introducción.

El daño ocurrió a un edificio construido aproximadamente en 1970, en la ciudad de Clear Lake, Houston, Texas. Si bien se había observado que la superficie de asfalto del estacionamiento en los lados norte y sur del edificio había experimentado daños considerables hacia tiempo atrás (grietas longitudinales y transversales, y depresiones locales), las afectaciones al edificio se habían observado tan solo dentro de los últimos meses. En general, las afectaciones típicas al edificio y estacionamiento pueden ser observadas en la figura A.1.



Fig. A.1 Daños típicos a los muros del edificio y al pavimento del estacionamiento.

Inspección del sitio.

Se examinaron los planos del edificio, y tanto el edificio como el estacionamiento fueron inspeccionados varias veces durante el transcurso del estudio. Las características pertinentes reveladas fueron las siguientes:

1. La deformación de los pavimentos había ocurrido a lo largo de la vida de la estructura, durante aproximadamente 13 años.

2. La deformación de los pisos y el agrietamiento de los muros a un nivel significativo habían ocurrido solo durante los últimos seis meses.
3. Las áreas afectadas del pavimento parecen estar exclusivamente asociadas a la presencia de vegetación, con áreas de movimiento máximo adyacentes a los árboles de roble.
4. No existen líneas de agua o drenaje bajo la estructura. Sin embargo, existe una línea de agua y una de drenaje a aproximadamente 6 pies de la pared norte del edificio (ver fig. A.2).

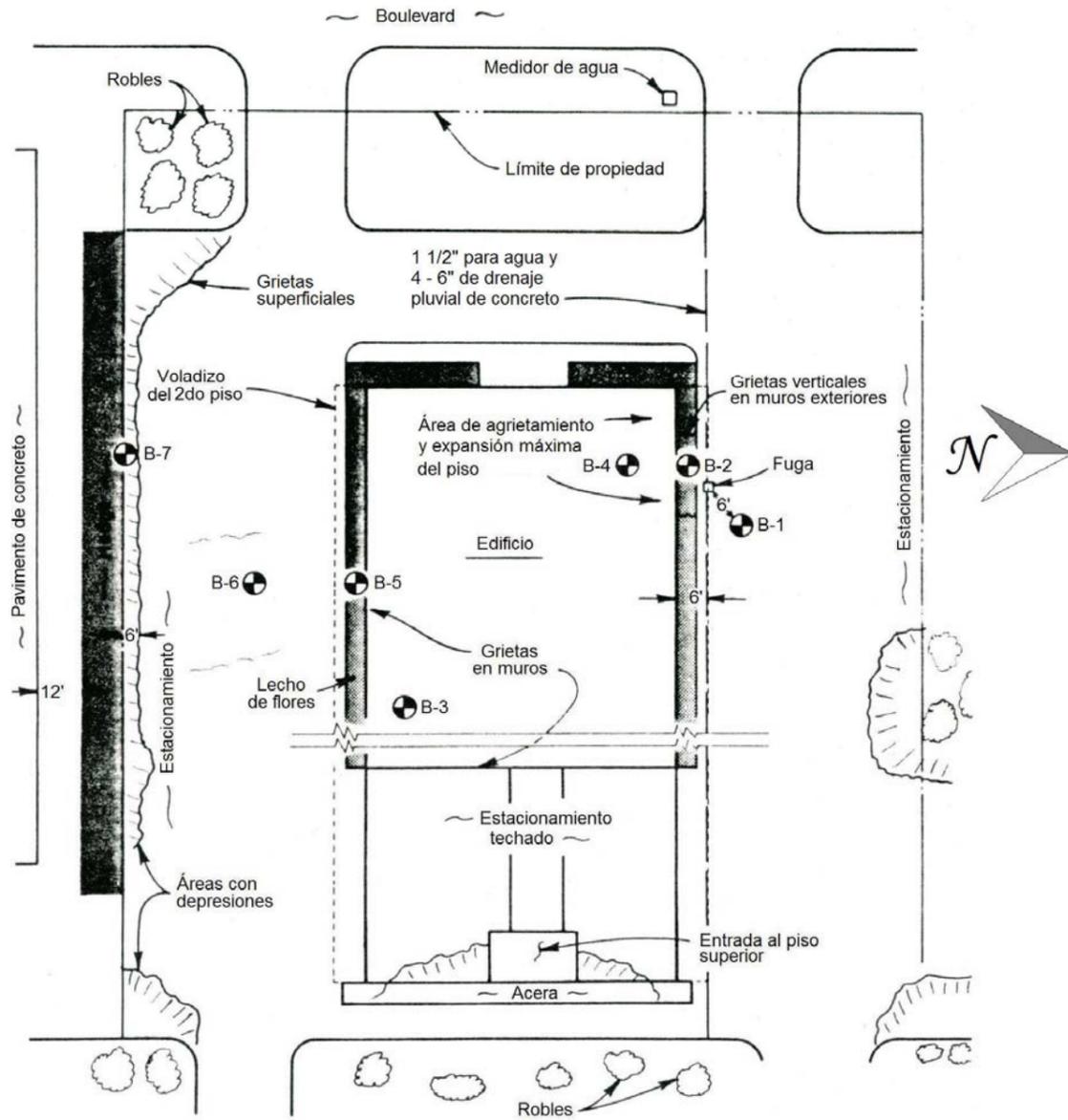


Fig. A.2 Planta del edificio y localización de sondeos.

5. Ocurrió una fuga en la línea de agua dentro de los últimos seis meses. Un parche en el pavimento es un fiel indicativo de su localización.

6. Existen grietas significativas en el muro norte del edificio, y un área de expansión máxima a lo largo del lado norte de las oficinas. Ambas se encuentran adyacentes a la localización de la fuga.
7. Existen grietas evidentes en el muro exterior sur y en el muro interior este.
8. El pavimento de concreto del área sur del estacionamiento y de las calles adyacentes no muestra deformaciones significativas.
9. El pavimento de concreto asfáltico sobre el área de la fuga aparenta haberse expandido ligeramente.
10. Las cargas estructurales del edificio se encuentran soportadas sobre zapatas aisladas cimentadas a ocho pies de profundidad. Los pisos están conectados a las contratrabes existentes entre ellas.
11. Se encontraron varios canales de entrada de agua por debajo de las contratrabes que se encuentran a lo largo del muro sur, en el área del lecho de flores.

Investigación de campo.

Las condiciones del subsuelo fueron definidas mediante la realización de siete sondeos perforatorios llevados a cabo hasta los 10 pies de profundidad (sus localizaciones se ilustran en la figura A.2). Los sondeos B-3 y B-4 fueron realizados dentro del edificio, los B-2 y B-5 fueron realizados dentro de los lechos de flores ubicados al lado norte y sur del edificio, y el resto fueron realizados dentro del área de estacionamiento. Los sondeos B-2, B-3, B-4 y B-5 fueron perforados a mano, obteniéndose muestras alteradas a intervalos regulares, mientras que del resto de los sondeos se obtuvieron muestras inalteradas continuas hasta los 10 pies de profundidad.

Pruebas de laboratorio.

Se llevaron a cabo determinaciones de límites líquidos y plásticos, y de contenidos de humedad natural a fin de evaluar la uniformidad general de las condiciones del subsuelo. Se verificaron las clasificaciones de campo y se definieron los potenciales de expansión de los suelos a través de la realización de pruebas de expansión.

Estratigrafía del sitio.

En la figura A.3 se muestra la estratigrafía y los datos de contenidos de humedad y plasticidad definidos por el estudio.

Los depósitos del sitio consisten en arcilla dura de gris a gris oscura, con depósitos subyacentes de arcilla marrón. La arcilla está estratificada y sus zonas más profundas contienen nódulos calcáreos.

El dato de clasificación muestra que las arcillas son de alta plasticidad (es usual que las arcillas de esta región sean susceptibles a los cambios volumétricos por cambios en sus contenidos de humedad). La prueba de expansión confirmó su susceptibilidad a los cambios de volumen.

Condiciones de humedad en el suelo.

Los datos de los contenidos de humedad del suelo se encuentran tabulados en el perfil de la figura A.3 (en las gráficas inferiores se encuentran agrupados por áreas). Los contenidos de humedad se encuentran por encima del límite plástico, y los contenidos de humedad de los suelos bajo las áreas de estacionamiento muestran un rango mayor de valores que el

de los suelos bajo el edificio y bajo los lechos de flores adyacentes. En general, los datos de humedad se resumen en los puntos siguientes:

1. Los contenidos de humedad bajo las áreas de estacionamiento varían en una media de entre 30 y 37%. Los valores medios máximos fueron medidos en el sondeo B-1, cercano al área de la fuga. El sondeo B-7 cercano a una grieta en el pavimento también exhibió contenidos de humedad máximos. El sondeo B-6 en el área central no agrietada del estacionamiento exhibió un contenido de humedad medio del 30%, el cual probablemente es el que se tenía al tiempo de construcción.
2. Los contenidos de humedad medios en los suelos bajo el edificio se encuentran alrededor de un 35% para el sondeo B-4 (el más cercano a la fuga), y de un 33% para el sondeo B-3 (esquina sureste del edificio).
3. El contenido de humedad medio en el suelo bajo el lecho de flores es de alrededor de un 34%.

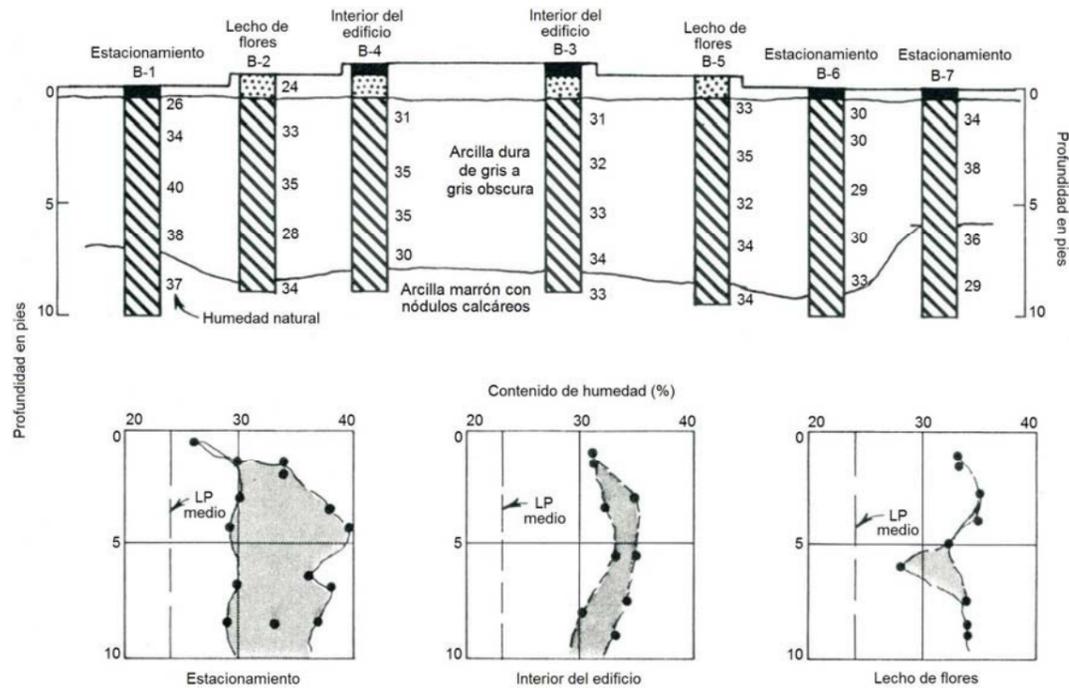


Fig. A.3 Estratigrafía general y resumen de los resultados de las pruebas.

Causa del agrietamiento y la deformación.

El patrón de deformación y la presencia de arcillas de alta plasticidad justifican la conclusión de que los movimientos observados fueron causados por las variaciones de humedad en las arcillas subyacentes al sitio. Sin embargo, se aparenta la presencia de dos condiciones diferentes de cambio de humedad:

1. Un decremento de humedad debido a la absorción por parte de los árboles y la vegetación, el cual causó la contracción y el agrietamiento de los suelos bajo las áreas pavimentadas.
2. Un incremento de humedad debido a la fuga en la línea de agua y tal vez al exceso de riego en los lechos de flores, lo cual causó la expansión de los suelos bajo el edificio.

La localización de las jardineras y particularmente de los árboles de robles con respecto a las áreas afectadas del pavimento, constituye una evidencia concluyente de que fueron la causa de su falla. De manera similar, la ocurrencia de grietas significativas en los muros y el levantamiento de los pisos adyacentes al área de la fuga, en conjunto a la ocurrencia de los movimientos estructurales dentro de últimos seis meses (posteriores a la fuga), antecedidos con un periodo de 12 años y medio sin movimientos estructurales, son evidencia concluyente de que los movimientos fueron causados por el exceso de humedad suministrado por la fuga.

Los movimientos estructurales en el muro este, localizado a una distancia considerable de la fuga, también deben estar relacionados al exceso de humedad suministrado por la fuga, ya que estos también se presentaron dentro de los últimos seis meses. La presencia de planos de estratificación y fisuras en la arcilla provocó un rápido flujo del agua hacia el lado sur del edificio y hacia otras áreas bajo él, además el exceso de riego en los lechos de flores también pudo representar otra fuente de humedad en exceso.

Medidas correctivas.

Para que los movimientos del suelo bajo el edificio continuaran a un rango decreciente hasta que se estableciera el equilibrio, era necesario que no se ejercieran medidas correctivas hasta que estos se completaran. Por tanto, se establecieron algunos puntos de medida en las grietas de los muros a fin de determinar si los movimientos continuaban o se habían completado. Los resultados del programa de monitoreo de grietas fueron:

Fecha	Grieta 1	Grieta 2	Grieta 3	Grieta 4
15-02-83	25.00 mm	23.00 mm	30.00 mm	25.00 mm
02-03-83	25.00 mm	23.00 mm	30.00 mm	25.00 mm
25-03-83	25.00 mm	23.50 mm	30.00 mm	25.00 mm
01-07-83	25.50 mm	24.00 mm	30.00 mm	25.00 mm

Tabla A.1 Resultados del programa de monitoreo de grietas.

Puesto que no se notaron movimientos apreciables durante los últimos cinco meses, el cliente fue notificado para que realizara las reparaciones pertinentes.

La causa del movimiento en el área de estacionamiento, indica claramente que la prevención de fallas futuras necesariamente incluyen al reemplazo de la vegetación y en particular de los árboles. Por tanto, se recomendó lo siguiente:

1. Reemplace la vegetación y los árboles existentes por unos que contenga un sistema de raíces superficiales que puedan ser regados efectivamente desde la superficie y que posean requerimientos mínimos de agua. Así, los movimientos del pavimento abarcarán un área mayor una vez que los sistemas de raíces se expandan con el crecimiento del árbol.
2. Renivele y repavimente las áreas afectadas.

ANEXO II

ASTM (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS) D 4546-96.

MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA EXPANSIÓN O EL ASENTAMIENTO POTENCIAL UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS COHESIVOS.

1. Alcances.

- 1.1. Se presentan tres métodos alternativos de laboratorio útiles para determinar la magnitud de las expansiones o los asentamientos de los suelos cohesivos inalterados o compactados.
- 1.2. Estos métodos de prueba pueden ser utilizados para determinar (a) la magnitud de la expansión o el asentamiento bajo carga vertical axial conocida, o (b) la magnitud de la presión vertical necesaria para mantener sin cambios de volumen a los especímenes de suelos lateralmente confinados y axialmente cargados.
- 1.3. Los valores establecidos en el Sistema Internacional (SI) de unidades deben ser considerados como estándar.
- 1.4. Es responsabilidad del usuario establecer los factores de seguridad y las prácticas apropiadas, así como determinar la aplicabilidad del método según sus limitaciones.

2. Resumen de los métodos de prueba.

- 2.1. Los siguientes métodos alternativos de prueba requieren que el espécimen de suelo sea restringido lateralmente y cargado axialmente en un consolidómetro con libre acceso de agua:

2.1.1. *Método A:* El espécimen es inundado, permitiéndosele expandir verticalmente a la presión de asiento (presión de por lo menos 1 KPa, aplicado por el peso de la piedra porosa superior y de la placa de carga), hasta completar su expansión primaria. Después de que la expansión primaria ha finalizado, el espécimen es cargado hasta obtener su relación de vacíos inicial.

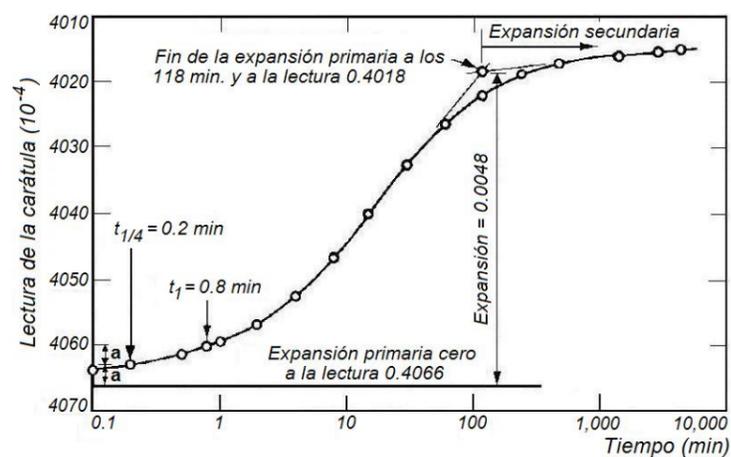


Fig A.4 Curva tiempo – expansión.

2.1.2. *Método B:* Se aplica al espécimen una presión vertical mayor a la de asiento, la cual usualmente es equivalente a la presión de sobrecarga vertical in situ, a la de carga estructural, o a ambas, aunque puede variar dependiendo de las aplicaciones que se le

darán a los resultados de la prueba. Posteriormente, el espécimen es sometido al libre acceso de agua, lo cual puede resultar en expansiones, expansiones y contracciones, contracciones, o contracciones y expansiones. Así, la magnitud de la expansión o asentamiento se mide a la presión aplicada, una vez que los movimientos son despreciables.

2.1.3. *Método C*: El espécimen es mantenido a altura constante una vez que es sometido al libre acceso de agua (ajustando la presión vertical) a fin de obtener su presión de expansión. Posteriormente se lleva a cabo una prueba de consolidación de acuerdo con el método de prueba D 2435 (Consolidación unidimensional), en la que el dato de rebote es usado para estimar el potencial de expansión del suelo.

3. *Significado y uso.*

- 3.1. El potencial de expansión/asentamiento determinado mediante estos métodos de prueba puede ser utilizado para estimar las expansiones o los asentamientos bajo ciertas condiciones finales de humedad y carga. El contenido de humedad y la relación de vacíos iniciales deben ser representativos del suelo in situ justo antes de la construcción. La selección del método de prueba y de la secuencia de carga e inundación deben simular en lo más posible los efectos de humedecimiento o desecación, y los cambios en la condiciones de carga, durante y después de la construcción.
- 3.2. Los suelos que contienen montmorilonita (esmeclita) son propensos a presentar un potencial de expansión significativo y comúnmente son ensayados mediante estos métodos de prueba.
- 3.3. Los especímenes preparados en laboratorio deben duplicar en lo más posible a las condiciones del suelo in situ o a la compactación de campo, debido a que cualquier variación en el peso unitario o en el contenido de humedad del suelo puede alterar significativamente sus expansiones y presiones de expansión. Además, las diferencias en los métodos de compactación, tal como la compactación estática o por amasado, pueden tener un impacto significativo en el comportamiento expansión/asentamiento del suelo.
- 3.4. Estos métodos de prueba son aplicables tanto a especímenes inalterados como remoldeados, tal como se indica a continuación:
 - 3.4.1. *Método A*: Mide la expansión libre, el por ciento de expansión para presiones verticales mayores a las de expansión, y la presión de expansión.
 - 3.4.2. *Método B*: Mide el por ciento de expansión o asentamiento para una presión vertical usualmente equivalente a la de sobrecarga in situ, y a otra presión vertical superior a la de expansión. También mide la presión de expansión.
 - 3.4.3. *Método C*: Mide la presión de expansión, la presión de preconsolidación y el por ciento de expansión o asentamiento para el rango de presiones verticales aplicadas.

Nota: Los métodos A y C han producido estimaciones de expansión consistentes con lo observado. El método B puede producir estimaciones de expansión menores a lo observado. No se recomienda el método A para evaluar presiones de expansión y parámetros de consolidación útiles para la estimación de asentamientos, debido a que la adsorción de agua prácticamente sin restricciones puede alterar la estructura del suelo.

4. *Interferencias.*

- 4.1. Los parámetros de expansión determinados mediante estos métodos de prueba pueden no ser representativos de muchas condiciones en campo, debido a que:

- 4.1.1. No se simula la expansión y presión de confinamiento lateral.
- 4.1.2. La expansión en campo usualmente ocurre bajo una presión de sobrecarga constante y dependiendo de la disponibilidad de agua existente, mientras la expansión en laboratorio se evalúa con cambios en la presión aplicada e inundando al espécimen. El método B está diseñado para evitar esta limitación.
- 4.1.3. La inadecuada simulación de las fisuras existentes en la masa de suelo y de su actual disponibilidad de agua, ya que esta puede ser cíclica, intermitente o dependiente de las situaciones del lugar, tales como la presencia de rellenos permeables o de fugas en las líneas existentes de agua y drenaje.
- 4.1.4. La expansión secundaria o de largo plazo puede ser significativa en algunos suelos. Debe sumarse a la expansión primaria.
- 4.1.5. El contenido químico del agua inundante afecta los cambios de volumen y la presión de expansión del suelo. Es un hecho que el agua de campo con grandes concentraciones iónicas de calcio produce menos expansiones que el agua con grandes concentraciones iónicas de sodio, e incluso que el agua de lluvia.
- 4.1.6. La alteración de las muestras disminuye la confiabilidad de los resultados.

5. Aparatos y materiales.

- 5.1. *Consolidómetro*: Debe cumplir con los requerimientos del método de prueba D 2435 (Consolidación unidimensional) y ser capaz de ejercer una presión en el espécimen de por lo menos el 200 % de la máxima presión de diseño anticipada, o bien la presión requerida para mantener la altura original del espécimen cuando sea inundado (método C), cualesquiera que sea mayor. Además, deben usarse consolidómetros de alta rigidez (especialmente cuando se aplique el método C), debido a que la rigidez de estos tiende a influir en la expansión observada.

Nota: Pequeños incrementos en el volumen del suelo pueden liberar significativamente su presión de expansión. Por tanto, las lecturas (especialmente las de presión de expansión) deben basarse en correcciones por compresión de los miembros.

- 5.2. *Piedras porosas*: Deben tener una superficie plana, lo suficientemente fina como para minimizar la intrusión de suelo cuando no se use papel filtro, reduciendo así los falsos desplazamientos causados por el asiento del espécimen contra la superficie de las piedras. Estos falsos desplazamientos pueden ser significativos, especialmente si los desplazamientos y las presiones verticales aplicadas son pequeñas. Además, las piedras porosas deben ser secadas al aire, y ajustar al anillo del consolidómetro a fin de evitar extrusiones a altas presiones verticales. Las dimensiones recomendables de las piedras porosas se describen en el método de prueba D 2435 (Consolidación unidimensional).

Nota: Un tamaño apropiado de poro cuando no se usa papel filtro es el de 10 μm . No se recomienda el uso de papel filtro debido a su alta compresibilidad, y no debe ser usado cuando se midan expansiones/asentamientos de arcillas duras, o cuando se mida la presión de expansión a través del método C.

- 5.3. *Membrana plástica, papel aluminio o toalla de papel húmedo*: Coloque una cubierta no ajustada de cualquiera de estos materiales antes de la inundación, encapsulando al espécimen, anillo y piedras porosas. Esto minimizará la evaporación en el espécimen.

6. Muestreo.

- 6.1. Las prácticas D 1587 (Muestreo con tubos de pared delgada) y D 3550 cubren los procedimientos y aparatos que pueden ser utilizados para la obtención de muestras inalteradas satisfactorias.
- 6.2. No se recomienda el almacenamiento de los suelos expansivos en los tubos muestreadores, a pesar de que el alivio de esfuerzos puede llegar a ser mínimo, ya que el óxido y la penetración del fluido de perforación dentro de la muestra puede influir en los resultados de las pruebas. El agua y el oxígeno de la muestra pueden provocar la formación de óxido dentro del tubo, lo que puede resultar en su adhesión a la muestra. Por tanto, los tubos muestreadores deben ser de latón, acero inoxidable, acero galvanizado o acero laqueado interiormente, a fin de inhibir su corrosión.
- 6.3. Si las muestras serán almacenadas antes de su ensayo, deben ser extruídas de los tubos muestreadores tan pronto como sea posible, sellándolas inmediatamente a fin de minimizar su liberación de esfuerzos y pérdida de humedad. Deben ser extruídas en la misma dirección del muestreo a fin de minimizar su alteración, y si no pueden ser extruídas inmediatamente deben ser manejadas y transportadas de acuerdo con la práctica D 4220, grupo D (Prácticas para preservar y transportar muestras de suelo).
- 6.4. Antes de sellar los contenedores de almacenamiento, las muestras extruídas deben ser limpiadas. Se debe remover una capa de 3 a 6 mm de espesor de la superficie de la muestra a fin de que la humedad o el fluido de perforación de esa zona no penetre. Esto también ayudará a remover algunas alteraciones en su periferia debidas sobre todo a la fricción. El perforar con aire o espuma tiende a reducir la penetración de humedad.
- 6.5. Los contenedores de almacenamiento para las muestras extruídas pueden ser de cartón o metal, con un diámetro aproximadamente 25 mm mayor al de las muestras a almacenar, y de 40 a 50 mm más largos que ellas.
- 6.6. Las muestras almacenadas en los contenedores deben ser selladas con cera. La temperatura de aplicación de la cera debe estar entre 8 y 14 °C más arriba de su punto de derretimiento, ya que la cera demasiado caliente seca la muestra y penetra sus poros y grietas, reduciendo su utilidad. Se puede colocar papel aluminio, tela o papel plástico alrededor de la muestra a fin de prevenir la introducción de la cera en sus fisuras. Una pequeña cantidad de cera (alrededor de 11.3 mm de espesor) debe ser colocada al fondo del contenedor, permitiéndole solidificar parcialmente antes de colocar a la muestra sobre ella, inmergiéndola y cubriéndola posteriormente con cera derretida (debe permitirse que la cera se enfríe antes de mover al contenedor).

Nota: Una buena cera para sellar suelos expansivos consiste en una mezcla 1 a 1 de parafina y cera microcristalina, o en una cera 100% de abeja.

- 6.7. Ensaye las muestras tan pronto como sea posible. Cuando las muestras requieren de ser almacenadas, deben ser mantenidas en un cuarto húmedo. Las muestras dentro de cera o de tubos muestreadores pueden ser cortadas con una segueta, debiendo ser adecuadamente soportadas mientras se cortan con instrumentos limpios y afilados. El espécimen puede ser extruído y cortado de una sección del tubo muestreador en una sola operación continúa a fin de minimizar su alteración.

7. Preparación de la muestra.

- 7.1. Las pruebas pueden utilizar especímenes inalterados o compactados.

Nota: El método de compactación, tal como si fuere estático o por amasado, puede influir en el comportamiento ante cambio de volumen cuando las muestras son preparadas a contenidos de humedad mayores a su óptimo. La compactación de especímenes en laboratorio es descrita en los métodos de prueba D 698 (Compactación en laboratorio usando el esfuerzo estándar) y D 1557 (Compactación en laboratorio usando el esfuerzo modificado). Cuando los suelos expansivos son tratados con cal, los especímenes deben ser ensayados tal como se describe en el método D 3877 (Expansión unidimensional, contracción y presión de expansión de mezclas suelo - cal).

- 7.2. Los especímenes deben ser labrados de acuerdo con el método de prueba D 2435 (Consolidación unidimensional). Un anillo de extensión o guía como el mostrado en el método de prueba D 3877 (Expansión unidimensional, contracción y presión de expansión en mezclas suelo - cal) puede ser ensamblado al consolidómetro a fin de acomodar la expansión del espécimen. Alternativamente, durante la compactación o labrado del espécimen se puede insertar un disco delgado rígido al fondo del anillo de consolidación, para que después de ser volteado, se remueva al disco insertado y se provea un espacio para la expansión del suelo.

Nota: Las pruebas con especímenes retraídos 5 mm con respecto a los anillos de 25 mm de altura se han llevado a cabo satisfactoriamente.

8. Calibración.

- 8.1. Calibre el consolidómetro de acuerdo con el método de prueba D 2435 (Consolidación unidimensional).
- 8.2. Mida la compresibilidad del aparato haciendo uso de un disco plano de acero, latón o cobre en sustitución del espécimen de suelo. Este debe tener la misma altura del espécimen, con un diámetro 1 mm menor al del anillo. Coloque los papeles filtro humedecidos entre las piedras porosas y el disco de metal (si se utilizarán durante la prueba), y permita el tiempo suficiente para que su humedad sea expulsada durante cada incremento y decremento de carga. Las deformaciones de la prueba de calibración se restan a las deformaciones de la prueba con el suelo para cada incremento y decremento de carga.

Nota: Cuando se use papel filtro se necesitará de una calibración para cada prueba debido a la compresión inelástica del papel. Las calibraciones periódicas serán suficientes para las pruebas sin papel filtro.

9. Propiedades asociadas del suelo.

Determine el contenido de humedad inicial o natural del suelo, sus pesos unitarios secos y húmedos, su volumen y su relación de vacíos inicial de acuerdo con el método de prueba D 2435 (Consolidación unidimensional). Determine su gravedad específica de acuerdo con el método de prueba D 854 cuando los resultados sean requeridos en términos de la relación de vacíos. El límite líquido, el límite plástico y el índice plástico se determinan de acuerdo con el método de prueba D 4318, mientras que la distribución granulométrica de los suelos con materiales granulares substanciales se determina de acuerdo con el método D 422. Ambos son útiles para identificar al suelo y correlacionar sus resultados con los de otros.

10. Procedimiento.

- 10.1. Monte el anillo con el espécimen de suelo, el papel filtro seco (si se va a utilizar), y las piedras porosas secadas al aire en el dispositivo de carga. Encapsule al espécimen,

anillo, papel filtro y piedras porosas tan pronto como sea posible con una membrana plástica, toalla de papel húmedo o papel aluminio no ajustado a fin de minimizar los cambios de humedad y de volumen en la muestra debidos a evaporación. Este envoltorio puede ser desechado cuando se inunde al espécimen.

- 10.2. Aplique una presión de asiento σ_{se} de por lo menos 1 KPa, y dentro de los 5 minutos posteriores a su aplicación ajuste la deformación del extensómetro a la lectura inicial.
- 10.3. En la figura A.5 se muestra una representación de los resultados de los tres métodos de prueba alternativos, la cual incluye las correcciones por compresibilidad del consolidómetro.

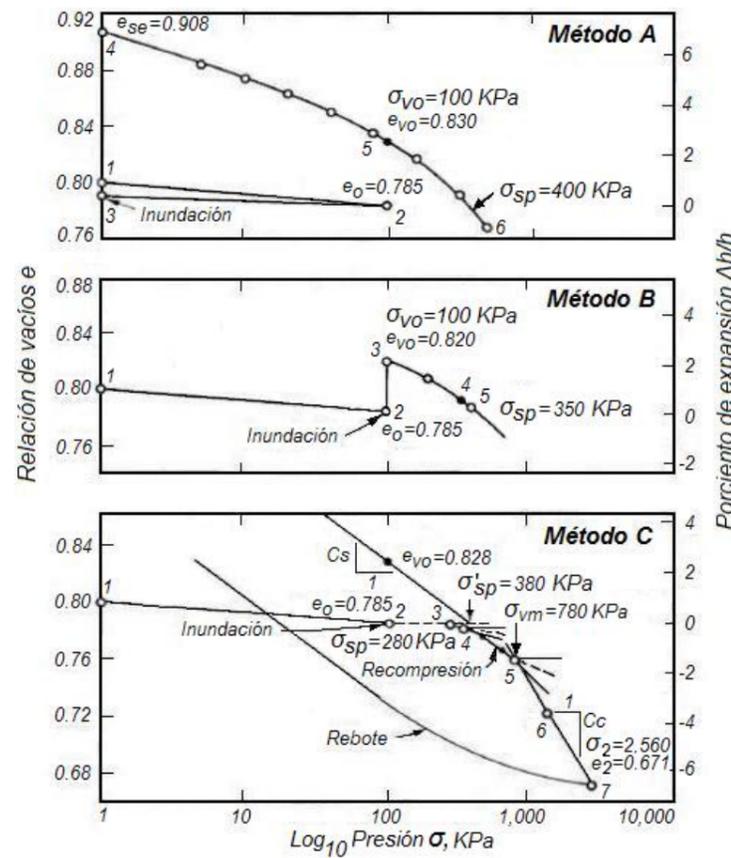


Fig. A.5 Curva Relación de vacíos – Log Presión.

Estos métodos de prueba se desarrollan de acuerdo con el método D 2435 (Consolidación unidimensional), excepto por lo siguiente:

10.3.1. *Método A:* Después de que se ha anotado la lectura de deformación inicial a la presión de asiento, inunde al espécimen y registre las deformaciones después de varios lapsos de tiempo (usualmente es satisfactorio tomar lecturas a los 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15 y 30 minutos, y a las 1, 2, 4, 8, 24, 48 y 72 horas). Continúe con las lecturas hasta que la expansión primaria se halla completado (determínelo con el método ilustrado en la figura A.4). Después de completada la expansión primaria, aplique una presión vertical de aproximadamente 5, 10, 20, 40, 80, etc. KPa, manteniéndolas constantes de acuerdo con el método de prueba D 2435 (Consolidación unidimensional). Mantenga la presión hasta que el espécimen sea recomprimido a su relación de vacíos (altura) inicial. La duración de cada incremento

de carga debe ser igual, con una duración que asegure el 100% de la consolidación primaria.

Nota: Se deben registrar algunas expansiones secundarias a fin de determinar gráficamente el fin de la expansión primaria. La duración típica de un incremento de carga es de un día. La presión vertical puede recomprimir al espécimen a una relación de vacíos menor a la inicial (punto 6 de la figura A.5, método A) debido a que se desconoce la magnitud exacta de la presión requerida para recomprimirla a esa relación de vacíos.

Este método puede ser modificado colocando un esfuerzo vertical inicial σ_1 (equivalente a la presión vertical del suelo in situ) sobre el espécimen, dentro de los 5 minutos de colocación de la presión de asiento. Lea la deformación dentro de los 5 minutos y remueva el esfuerzo vertical excepto por la presión de asiento. Anote la deformación dentro de los 5 minutos posteriores a la remoción de σ_1 , inunde al espécimen, y continúe la prueba como se había señalado. Esta modificación provee una corrección a la lectura de deformación inicial correspondiente a σ_{se} en un intento por duplicar más aproximadamente a la relación de vacíos in situ.

10.3.2. Método B: Aplique una presión vertical que exceda a la de asiento dentro de los 5 minutos de colocación de esta. Lea la deformación dentro de los 5 minutos de colocación de la presión vertical e inunde al espécimen inmediatamente después, anotando las deformaciones a lapsos de tiempo similares a los señalados en 10.3.1 hasta que la expansión primaria se complete. Continúe con la prueba tal como se indica en 10.3.1.

10.3.3. Método C: Aplique un esfuerzo inicial σ_1 equivalente a la presión vertical in situ dentro de los 5 minutos posteriores a la colocación de la presión de asiento. Lea la deformación dentro de los 5 minutos posteriores a la colocación de σ_1 e inunde inmediatamente al espécimen. Aplique los incrementos de carga necesarios para evitar la expansión del suelo (las variaciones en las lecturas de deformación con respecto a cuando el espécimen fue inundado al esfuerzo σ_1 deben mantenerse entre los 0.005 y los 0.010 mm). Cargue al espécimen de acuerdo a 10.3.1 una vez que ya no exista mayor tendencia a la expansión (usualmente quedándose hasta la noche). Los incrementos de carga deben ser los suficientes como para definir el punto de máxima curvatura en la curva de consolidación y para determinar la pendiente de la curva de compresión en el tramo virgen. La curva de rebote que sigue a la de consolidación debe ser determinada como se ilustra en la figura A.5 (método C). La duración de los decrementos de carga en el rebote deben estar de acuerdo con el método de prueba D 2435 (Consolidación unidimensional).

Nota: El uso de pequeños incrementos de carga provee el control necesario para prevenir las expansiones.

10.4. Las lecturas deben incluir el tiempo de lectura, el esfuerzo aplicado, la deformación observada y las correcciones por compresión de los miembros.

11. Cálculos.

11.1. Calcule la relación de vacíos o la altura inicial del espécimen, su contenido de humedad, sus pesos unitarios secos y húmedos, y su grado de saturación de acuerdo con el método de prueba D 2435 (Consolidación unidimensional). Los cálculos de la relación de vacíos o del por ciento de expansión se basan en la lectura final de cada incremento o decremento de carga. La relación de vacíos o el por ciento de expansión

pueden ser graficados contra el logaritmo de la presión vertical como en los ejemplos ilustrados en la figura A.5. El por ciento de expansión debe ser relativo a una altura inicial del espécimen h_o , correspondiente a una presión vertical aplicada σ . La relación de vacíos (o el por ciento de expansión) contra la presión vertical a escala aritmética, puede ser útil para ciertas aplicaciones prácticas.

11.2. Los puntos de la gráfica $e - \log_{10} \sigma$ (figura A.5) son utilizados para evaluar los parámetros de expansión y asentamiento del suelo.

11.2.1. *Método A*: La expansión a la presión de asiento (relativa a la relación de vacíos inicial e_o) esta dada por (ver figura A.5, método A):

$$\frac{\Delta h}{h_o}(100) = \frac{e_{se} - e_o}{1 + e_o}(100) = \left(\frac{\gamma_{do}}{\gamma_{dse}} - 1 \right) (100)$$

Donde:

Δh = Cambio en la altura del espécimen.

h_o = Altura inicial del espécimen.

e_{se} = Relación de vacíos después de que la expansión se ha estabilizado a la presión de asiento σ_{se} .

e_o = Relación de vacíos inicial.

γ_{do} = Peso unitario seco a la relación de vacíos e_o .

γ_{dse} = Peso unitario seco a la relación de vacíos e_{se} .

Nota: La figura A.5 (método A) ilustra la expansión a una presión de asiento σ_{se} de 1 KPa:

$$\frac{\Delta h}{h_o}(100) = \frac{0.908 - 0.785}{1 + 0.785}(100) = 6.9\%$$

El por ciento de expansión de 6.9 % puede ser leído directamente en la ordenada derecha de la figura A.5 (método A), para $e_{se} = 0.908$ (punto 4).

El por ciento de expansión (relativa a e_o) a la presión vertical σ mayor a la presión de expansión σ_{sp} o a una presión vertical σ_{vo} esta dada por (ver figura A.5, método A):

$$\frac{\Delta h}{h_o}(100) = \frac{e - e_o}{1 + e_o}(100) = \left(\frac{\gamma_{do}}{\gamma_d} - 1 \right) (100)$$

Donde:

e = Relación de vacíos a la presión vertical σ .

γ_d = Peso unitario seco a la relación de vacíos e .

Nota: La figura A.5 (método A) ilustra un por ciento de expansión, tal como sigue:

$$\frac{\Delta h}{h_o}(100) = \frac{0.830 - 0.785}{1 + 0.785}(100) = 2.5\%$$

Donde:

$e = e_{vo} = 0.830$

$\sigma = \sigma_{vo} = 100$ KPa

La presión de expansión σ_{sp} esta dada por 400 KPa, relativa a $e_o = 0.785$.

La figura A.5 también puede ser graficada con el peso unitario seco γ_d contra el logaritmo de la presión aplicada σ , en caso de que las gravedades específicas del suelo no hayan sido determinadas. La expansión por cualquier cambio en el peso unitario seco del suelo puede ser determinada de una manera similar a la descrita al inicio de 11.2.1.

11.2.2. *Método B:* El por ciento de expansión (relativa a e_o) a la presión vertical σ_{vo} aplicada después de la presión de asiento, esta dada por (figura A.5, método B):

$$\frac{\Delta h}{h_o}(100) = \frac{e_{vo} - e_o}{1 + e_o}(100) = \left(\frac{\gamma_{dvo}}{\gamma_{do}} - 1 \right) (100)$$

Donde:

e_{vo} = Relación de vacíos después de que la expansión se ha estabilizado a la presión vertical aplicada σ_{vo} .

γ_{dvo} = Peso unitario seco a la relación de vacíos e_{vo} .

Nota: La figura A.5 (método B) ilustra un por ciento de expansión tal como sigue:

$$\frac{\Delta h}{h_o}(100) = \frac{0.820 - 0.785}{1 + 0.785}(100) = 2\%$$

Donde:

$\sigma = \sigma_{vo} = 100$ KPa.

σ_{sp} = Presión de expansión = 350 KPa ($e_o = 0.785$).

Los cálculos de asentamientos son similares si el espécimen se contrae a la presión vertical aplicada después del libre acceso del agua.

11.2.3. *Método C:* La presión de expansión σ_{sp} (punto 3, figura A.5, método C) debe ser corregida aumentándola debido a que la alteración de la muestra y el proceso de ajuste de la presión vertical pueden permitir expansiones volumétricas, reduciendo la máxima presión de expansión observada.

Nota: Los procedimientos adecuados de corrección incluyen a aquellos basados en la presión de preconsolidación σ_{vm} . Un procedimiento constructivo para los suelos que atraviesan la curva de recompresión virgen cuando la curva de recompresión no es aparente, es el siguiente: (a) Localice al punto de máxima curvatura (punto 5, figura A.5, método C), (b) dibuje las líneas horizontal, tangencial y bisectriz a partir del punto de máxima curvatura, (c) dibuje el tramo virgen de la curva de recompresión hacia atrás hasta que intersecte a la línea bisectriz en la presión de preconsolidación σ_{vm} , o 780 KPa (figura A.5, método C). La presión de expansión se toma como la presión de preconsolidación. La pendiente de la curva de rebote usualmente es mucho menor a la de la curva de recompresión.

Se puede utilizar un procedimiento constructivo modificado para los suelos que atraviesan la curva de recompresión (figura A.5, método C). Este procedimiento es el siguiente: (a) Localice el punto de máxima curvatura (punto 4, figura A.5, método C), (b) dibuje las líneas horizontal, tangencial y bisectriz a partir del punto de máxima curvatura, (c) extienda la línea de recompresión hasta la línea bisectriz. La intersección de la línea de recompresión con la línea bisectriz es la presión de expansión corregida σ'_{sp} que es de 380 KPa para el ejemplo de la figura A.5 (método C). En la figura A.6 se muestra un detalle de esta construcción en la cual σ'_{sp} es menor a σ_{vm} . Si la línea de recompresión no esta bien definida, dibuje una línea paralela a la curva de rebote para relaciones de vacíos mayores a e_o , hasta intersectar a la línea bisectriz.

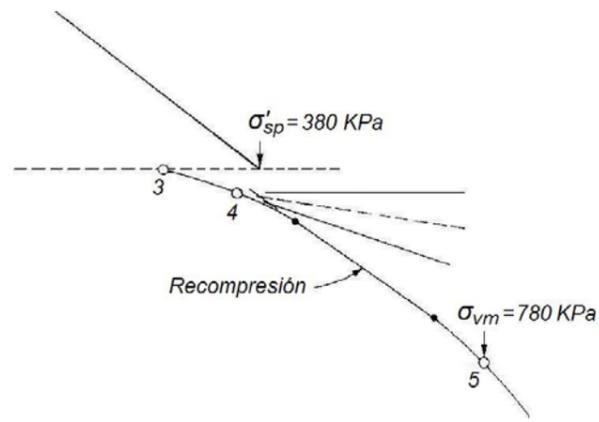


Fig. A.6 Detalle de construcción para el método C.

Para obtener el por ciento de expansión (relativo a σ'_{sp} y a e_o) a cualquier presión vertical que se encuentre dentro del rango de resultados de la prueba, dibuje una curva paralela a la de rebote o a la de recompresión (para relaciones de vacíos mayores a e_o) a partir de la presión de expansión corregida σ'_{sp} y a la relación de vacíos inicial e_o (punto 3, figura A.5, método C),.

Nota: El por ciento de expansión calculado por el método C para $\sigma_{vo} = 100$ KPa, está dado por:

$$\frac{\Delta h}{h_o}(100) = \frac{e_{vo} - e_o}{1 + e_o}(100) = \frac{0.828 - 0.785}{1 + 0.785}(100) = 2.4\%$$

El por ciento de asentamiento (por ciento de expansión negativo) puede ser evaluado a partir de la relación de vacíos e_2 , la cual excede a la presión de expansión corregida:

$$\frac{\Delta h}{h_o}(100) = \frac{e_2 - e_o}{1 + e_o}(100)$$

Nota: La figura A.5 (método C) ilustra el por ciento de asentamiento tal como sigue:

$$\frac{\Delta h}{h_o}(100) = \frac{0.671 - 0.785}{1 + 0.785}(100) = -6.4\%$$

Donde:

$e_2 = 0.671$.

$\sigma_2 = 2,560$ KPa.

12. Reporte.

12.1. El reporte debe incluir la información requerida por el método de prueba D 2435 (Consolidación unidimensional), además de la siguiente:

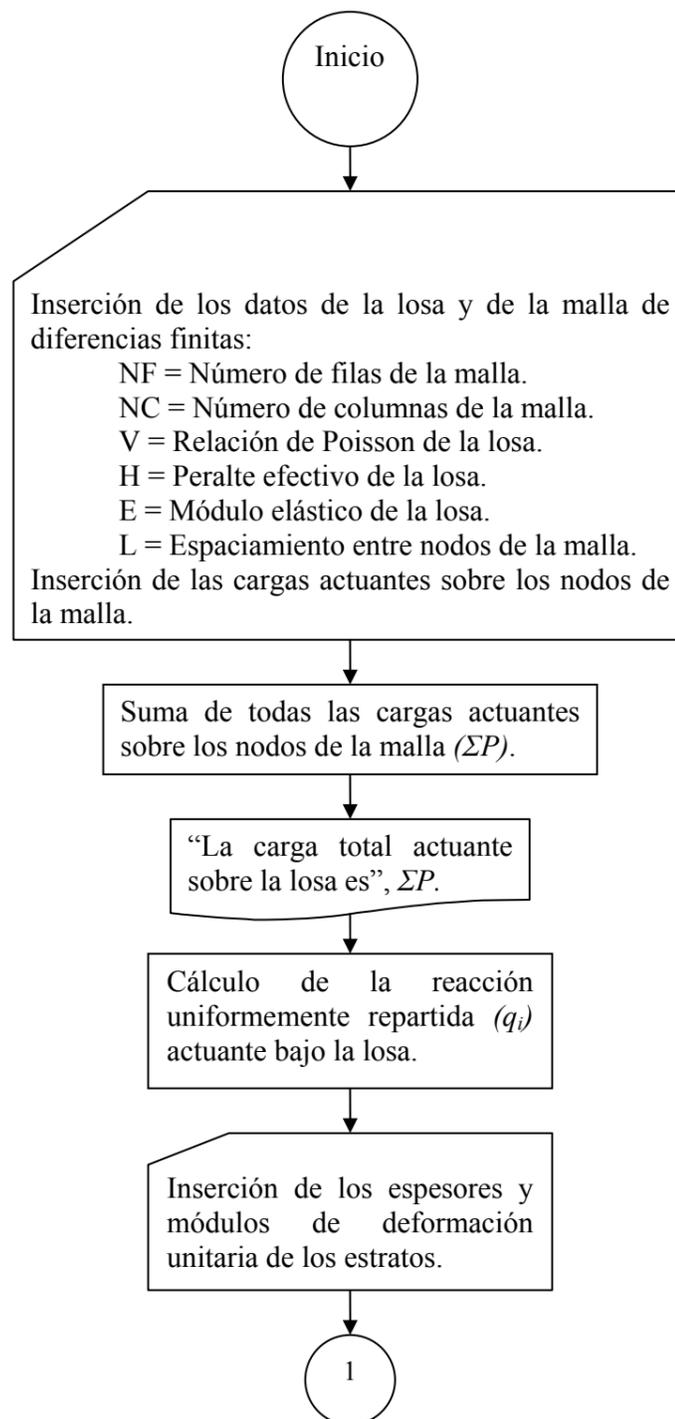
12.1.1. Todas las variaciones a los procedimientos, incluyendo cambios en las secuencias de carga.

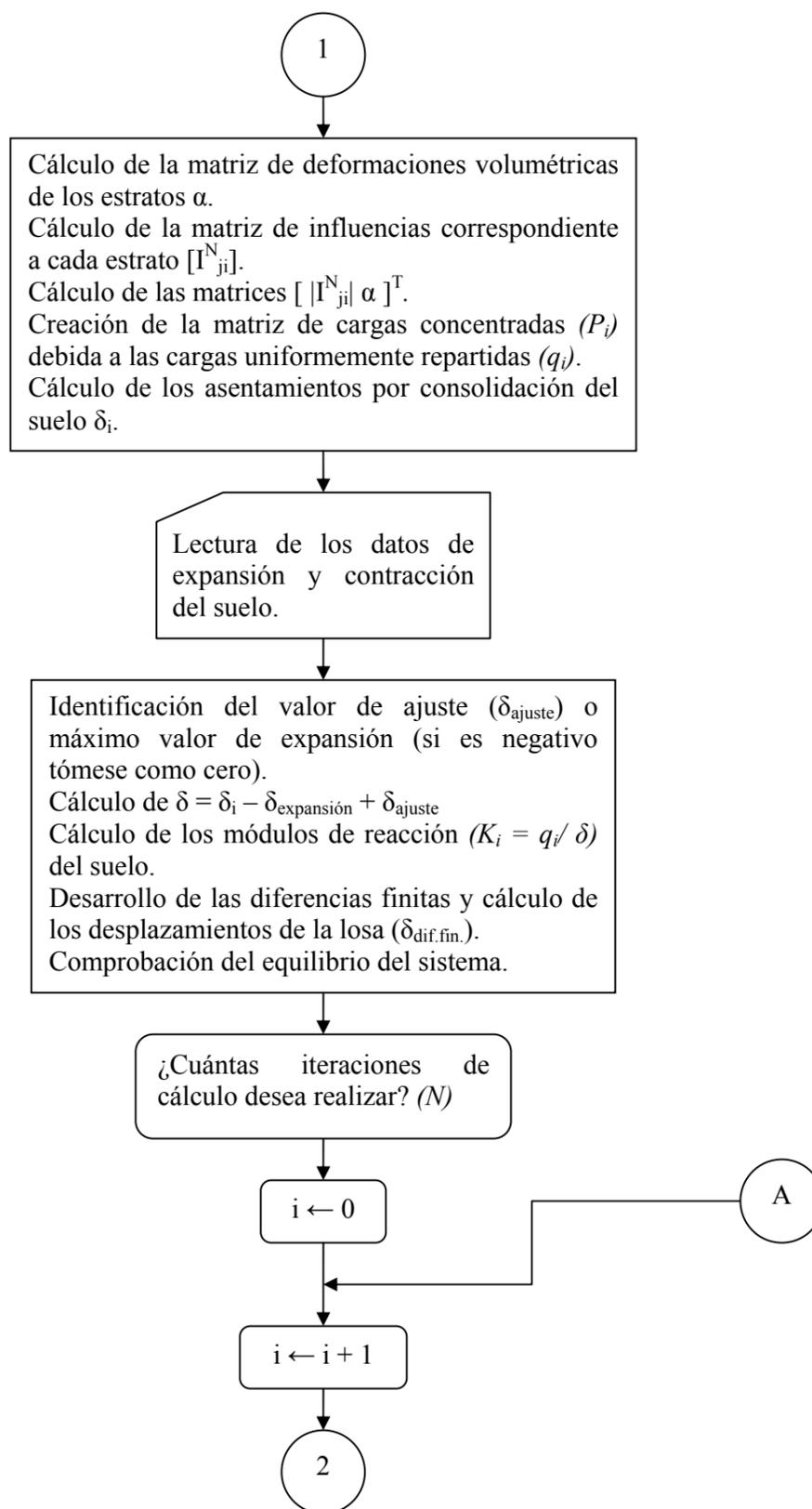
12.1.2. El por ciento de expansión o asentamiento para la presión vertical dada, y la presión de expansión σ_{sp} o la presión de expansión corregida σ'_{sp} . El índice de compresión C_c y el índice de expansión C_s , si son evaluados. Deben reportarse todas las modificaciones a los procedimientos descritos para el cálculo de parámetros, así

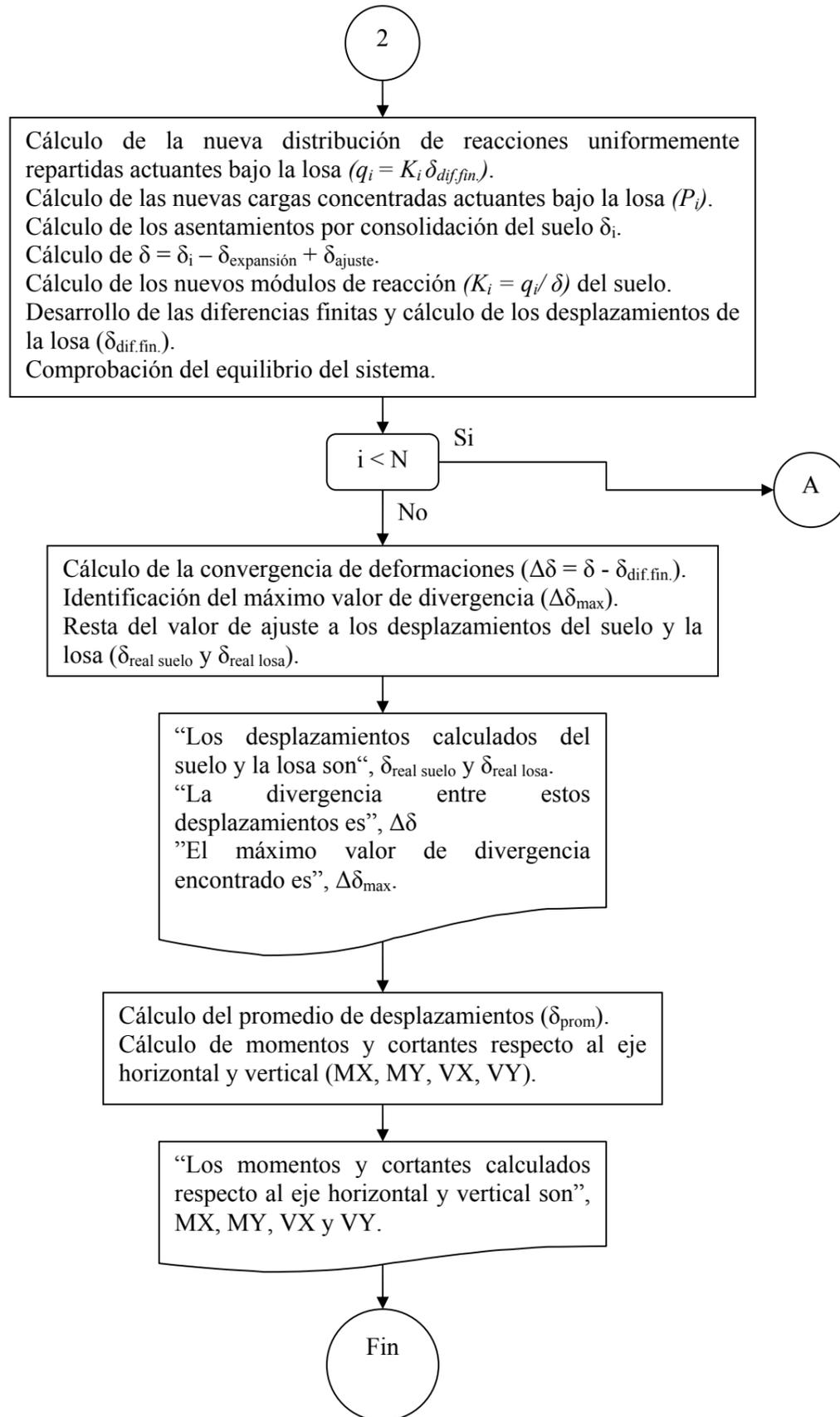
como de los procedimientos de corrección usados para determinar el por ciento de expansión o asentamiento, y el σ'_{sp} .

12.1.3. El tipo de agua usada para inundar al espécimen.

ANEXO III

**Diagrama de flujo y programa tridimensional de interacción estática
suelo expansivo - losa de cimentación.**





```

clc
disp('PROGRAMA TRIDIMENSIONAL DE INTERACCION ESTATICA PARA EL CALCULO DE LOSAS DE')
disp('CIMENTACION SOBRE SUELOS EXPANSIVOS Y NO EXPANSIVOS.')
disp(' ')
disp('Este programa solo es aplicable a losas de cimentación planas rectangulares.')
disp('Hace uso del método de las Diferencias Finitas para el cálculo de las defor-')
disp('maciones de la losa, y de la teoría de Boussinesq ante cargas puntuales para')
disp('el cálculo de los asentamientos del suelo.')
disp(' ')
disp('El primer paso es dividir a la losa de cimentación en una malla de diferen-')
disp('cias finitas, la cual debe contener un mismo espaciamiento "h" entre nodos')
disp('en ambas direcciones coordenadas (entre más pequeño sea este valor, se ten-')
disp('drá una mejor aproximación en los resultados). Las cargas de las columnas')
disp('deben ubicarse exactamente en los nodos de la malla (no se pueden introducir')
disp('los momentos flexionantes transmitidos por las columnas a la losa de cimen-')
disp('tación). ')
disp(' ')
disp('Nota: La malla debe tener un mínimo de 5 filas y 5 columnas.')
disp(' ')

% Inserción de los datos de la losa de cimentación

disp('Inserte los siguientes datos del problema: ')
disp(' ')
NF=input('Número de filas de la malla (Horizontal): ');
NC=input('Número de columnas de la malla (Vertical): ');
V=input('Relación de Poisson de la losa (se recomienda 0.15 p/concreto): ');
H=input('Peralte efectivo de la losa, en m: ');
E=input('Módulo elástico (E) de la losa, en T/m2? ');
L=input('Espaciamiento "h" entre nodos de la malla, en m? ');
disp(' ')

% Inserción de las cargas actuantes sobre la losa

disp('A continuación se insertarán los valores de las cargas concentradas actuan-')
disp('tes sobre la losa (sobre los nodos de la malla de diferencias finitas).')
disp(' ')
disp('El programa permite insertar un valor único de carga a todos los nodos, rea-')
disp('lizando correcciones a ciertos nodos específicos mediante la suma de otros')
disp('valores. Así, si lo desea puede insertar un valor único igual o diferente')
disp('de cero a todos los nodos, y realizar la suma de un valor positivo o negati-')
disp('vo a algunos de ellos.')
disp(' ')

RQ=zeros(NF*NC,1); % Matriz total de cargas
RQ1=zeros(NF*NC,1); % Matriz 1 de cargas iguales en todos los nodos
RQ2=zeros(NF*NC,1); % Matriz 2 de corrección a la matriz 1

% Creación de la Matriz 1 de cargas (mismo valor de carga en todos los nodos).

Q1=input('¿Que valor inicial de carga desea introducir a todos los nodos, en Ton? ');
for i=1:(NF*NC)
    RQ1(i,1)=Q1;
end
disp(' ')

% Creación de la Matriz 2, que corregirá a la Matriz 1 mediante su adición

NQ2=input('¿A cuantos nodos desea cambiarles su valor, mediante la suma de otro valor?');
disp(' ');
disp('A continuación se insertarán las coordenadas de los nodos a los que se les')
disp('cambiará su valor, así como el valor que se les habrá de sumar.')
disp(' ')

```

```

for i=1:NQ2
YP2=input('Inserte la fila del nodo, contada de arriba hacia abajo: ');
XP2=input('Inserte la columna del nodo, contada de izquierda a derecha: ');
disp('Inserte el valor de la carga a sumar (o restar en caso de tener signo negativo),')
PP2=input('en Toneladas: ');
disp(' ')
apq=((XP2-1)*NF)+YP2;
RQ2(apq,1)=PP2;
end

% Suma de Matrices 1 y 2, para obtener la matriz total de cargas

RQ=RQ1+RQ2;

% Cálculo de la carga total actuante sobre la losa

SUMAP=0;
for i=1:(NC*NF)
    SUMAP=SUMAP+RQ(i,1);          % Suma de todas las cargas actuantes en los nodos
end
disp('La carga total actuante sobre la losa, en Ton, es de: '),SUMAP

% Distribución de la carga total actuante sobre la losa en una carga uniformemente
repartida (reacción)

QINICIAL=SUMAP/((NF-1)*(NC-1)*L*L);

% Inserción de los datos de los estratos

disp('A continuación se insertarán las características de los estratos compresibles')
disp('subyacentes de suelo.')
disp(' ')
NUMESTR=input('¿Cuántos estratos compresibles de suelo existen bajo la losa? ');
disp(' ')
disp('Inserte el espesor de cada uno de los estratos, uno por uno en metros: ')
disp(' ')
MATESTR=zeros(NUMESTR,1);
for i=1:NUMESTR
    MATESTR(i,1)=input('Espesor (m): ');
end
disp(' ')
disp('Inserte los módulos de deformación unitaria de los estratos, uno por uno en m2/T: ')
disp(' ')
MODDEF=zeros(NUMESTR,1);
for i=1:NUMESTR
    MODDEF(i,1)=input('Mz (m2/T): ');
end

% Cálculo de la matriz Alfa de deformaciones volumétricas de los estratos

DEFVOL=MATESTR.*MODDEF;

% Creación de la matriz de influencias para el cálculo de asentamientos con Boussinesq

% Creación de la matriz de influencias (INFLP1) correspondiente a la condición de carga
% puntual aplicada en cada uno de los nodos de la primer columna de la malla (teoría de
% distribución de esfuerzos de Boussinesq), y creación de la matriz INFLSIJ, que es el
% producto de la transpuesta de INFLP1 por la matriz de deformaciones volumétricas de
% los estratos.

INFLP1=zeros(NUMESTR,NF*NC);
INFLSIJ=zeros(NF*NC,NF*NC);
for PI=1:NF

```

```

for ZI=1:NUMESTR
for YI=1:NF
for XI=1:NC
if ZI==1
Z1=MATESTR(ZI,1)/2;
Y1=((1-PI)*L)+((YI-1)*L);
X1=(XI-1)*L;
else
Z1=sum(MATESTR(1:ZI-1,1))+MATESTR(ZI,1)/2;
Y1=((1-PI)*L)+((YI-1)*L);
X1=(XI-1)*L;
end
R1=((X1^2)+(Y1^2))^0.5;
III=((R1^2)+(Z1^2))^2.5;
INFLP1(ZI,((YI-1)*NC)+XI)=((3/2)*((Z1^3)/pi)*(1/III));
end
end
end
INFLSIJ(:,((PI-1)*NC)+1)=INFLP1'*DEFVOL;
end

% Relleno de las demas columnas de la matriz INFLSIJ mediante su triangulación superior

for k=1:NF
for j=1:NF
for i=1:(NC-1)
INFLSIJ(((k-1)*NC)+1:((k-1)*NC)+1+i,((j-1)*NC)+1+i)=INFLSIJ(((k-1)*NC)+1+i:-
1:((k-1)*NC)+1,((j-1)*NC)+1);
end
end
end

% Relleno de las demas columnas de la matriz INFLSIJ mediante su triangulación inferior

for k=1:NF
for j=1:NF
for i=1:(NC-2)
INFLSIJ(((k-1)*NC)+2+i:((k-1)*NC)+NC,((j-1)*NC)+1+i)=INFLSIJ(((k-
1)*NC)+2:((k-1)*NC)+(NC-i),((j-1)*NC)+1);
end
end
end

% Creación de la matriz de cargas para la iteración inicial (cargas puntuales
% debidas a la carga uniformemente repartida actuante bajo la losa).

QSIJ=zeros(NF*NC,1);
bbs=QINICIAL*L*L;
QSIJ(1,1)=bbs/4;
QSIJ(NC,1)=bbs/4;
QSIJ(((NF-1)*NC)+1,1)=bbs/4;
QSIJ((NF*NC),1)=bbs/4;
for i=2:(NC-1)
QSIJ(i,1)=bbs/2;
end
for i=((NF-1)*NC)+2:(NF*NC)-1
QSIJ(i,1)=bbs/2;
end
for i=(NC+1):NC:(NF-2)*NC+1
QSIJ(i,1)=bbs/2;
end
for i=2*NC:NC:(NF-1)*NC
QSIJ(i,1)=bbs/2;
end
end

```

```

for i=1:NF*NC
    if QSIJ(i,1)==0
        QSIJ(i,1)=bbs;
    end
end

% Cálculo de asentamientos por consolidación para la primera iteración

ASENT1=INFLSIJ*QSIJ;
ASENT1GRAF=zeros(NF,NC);
for j=1:NF
    for i=1:NC
        ASENT1GRAF(j,i)=ASENT1((j-1)*NC+i,1);
    end
end

% Inserción de expansiones o contracciones

disp(' ')
disp('A continuación se insertarán los valores calculados de expansión o contra-')
disp('cción que se espera que actúen bajo cada uno de los nodos de la malla. El')
disp('programa también permite realizar el análisis de interacción considerando la')
disp('condición de que el suelo no presente expansiones o contracciones.')
disp(' ')
disp('Si desea realizar el análisis de interacción considerando que el suelo presen-')
disp('tará expansiones o contracciones, estas deberán ser insertadas a partir del')
disp('archivo de Excel con nombre "datos", el cual deberá ser creado en la ubicación')
disp('c:\MATLAB7\work\datos. Los valores de expansión o contracción deben insertar-')
disp('se en cms, en la primer columna de la hoja uno del archivo, considerando un')
disp('orden de inserción de izquierda a derecha y de arriba a abajo de los nodos de')
disp('la malla (las contracciones del suelo se especifican con un signo negativo).')
disp(' ')
OPCION=input('¿Se tendrán expansiones bajo la losa? 1=No, 2=Si : ');
disp(' ')
if OPCION==1
    EXPAN=zeros(NF*NC,1);
else
    disp('Leyendo datos. Espere ... ')
    disp(' ')
    EXPANCMS=xlsread('datos');
    EXPAN=EXPANCMS/100;
end

% Creación del factor de ajuste que evita la aparición de módulos de reaccion negativos,
% debido a que las expansiones sean mayores a los asentamientos.

VAJUSTE=max(EXPAN);
if VAJUSTE<0
    VAJUSTE==0; % Ajuste cero en contracciones
end
AJUSTE=zeros(NF*NC,1);
for i=1:NF*NC
    AJUSTE(i,1)=VAJUSTE;
end

% Asentamientos por consolidación + Ajuste - Expansiones

ASENTEXP=ASENT1+AJUSTE-EXPAN;
MOVSUELO=zeros(NF,NC);
for j=1:NF
    for i=1:NC
        MOVSUELO(j,i)=ASENTEXP((j-1)*NC+i,1);
    end
end
end

```

```

% Creación de la matriz de módulos de reacción (K) del suelo para la primera iteración

MQINICIAL=zeros(NF*NC,1);
for i=1:NF*NC
    MQINICIAL(i,1)=QINICIAL;
end
KITER1=zeros(NF*NC,1);
KITER1=MQINICIAL./ASENTEXP;
K=zeros(NF,NC);
for i=1:NF
    for j=1:NC
        K(i,j)=KITER1(((i-1)*NC)+j,1);
    end
end

% DESARROLLO DE LAS DIFERENCIAS FINITAS

% Creación de las constantes a utilizar

X=3-(2*V)-(V*V);
X1=(1-(V*V))/2;
X2=-3+(2*V)+(V*V);
X3=2*(1-V);
X4=8-(4*V)-(3*V*V);
X5=-6+(2*V);
X6=2-V;
X7=-4+(2*V)+(2*V*V);
X8=7.5-(4*V)-(2.5*V*V);
D=((E*H^3)/(12*(1-V*V)));
X15=(L^4)/D;
X16=X15/2;
X17=X15/4;

% Creación de la matriz de respuestas

RQA=zeros(NF*NC,1);           % Matriz total de cargas acomodada según las ecuaciones
QX=zeros(NF*NC,1);           % Matriz equivalente a L^2/D
RQX=zeros(NF*NC,1);          % Matriz total de respuestas

% Acomodo de la matriz de cargas (Matriz total de cargas acomodada según ecuaciones)

RQA(1,1)=RQ(1,1);
RQA(2,1)=RQ((NC-1)*NF+1,1);
RQA(3,1)=RQ(NF,1);
RQA(4,1)=RQ(NF*NC,1);
RQA(5,1)=RQ(NF+1,1);
RQA(6,1)=RQ((NC-2)*NF+1,1);
RQA(7,1)=RQ(2*NF,1);
RQA(8,1)=RQ((NC-1)*NF,1);
RQA(9,1)=RQ(2,1);
RQA(10,1)=RQ((NC-1)*NF+2,1);
RQA(11,1)=RQ(NF-1,1);
RQA(12,1)=RQ((NC*NF)-1,1);
RQA(13,1)=RQ(NF+2,1);
RQA(14,1)=RQ((NC-2)*NF+2,1);
RQA(15,1)=RQ((2*NF)-1,1);
RQA(16,1)=RQ((NC-1)*NF-1,1);
for i=1:(NF-4)
    RQA(16+i,1)=RQ(2+i,1);
end
for i=1:(NF-4)
    RQA(16+(NF-4)+i,1)=RQ((NC-1)*NF+2+i,1);
end

```

```

for i=1:(NC-4)
RQA(16+(2*Nf-8)+i,1)=RQ(((1+i)*Nf)+1,1);
end
for i=1:(NC-4)
RQA(16+(2*Nf-8)+(NC-4)+i,1)=RQ((2+i)*Nf,1);
end
for i=1:(NC-4)
RQA(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,1)=RQ(((1+i)*Nf)+2,1);
end
for i=1:(NC-4)
RQA(16+(2*Nf-8)+(3*NC-12)+i,1)=RQ(((2+i)*Nf)-1,1);
end
for i=1:(Nf-4)
RQA(16+(2*Nf-8)+(4*NC-16)+i,1)=RQ(Nf+2+i,1);
end
for i=1:(Nf-4)
RQA(16+(3*Nf-12)+(4*NC-16)+i,1)=RQ(((NC-2)*Nf)+2+i,1);
end
for j=1:(NC-4)
for i=1:(Nf-4)
RQA(16+(4*Nf-16)+(4*NC-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,1)=RQ(((1+j)*Nf)+2+i,1);
end
end
end

% Creación de la matriz equivalente a L^2/D, que multiplicará a la matriz total de cargas
acomodadas

for i=1:Nf*NC
QX(i,1)=X15/(L*L);
end

% Multiplicacion de la matriz total de cargas acomodadas por la equivalente a L^2/D
(elemento a elemento),
% para crear la matriz de respuestas

RQX=RQA.*QX;

% Creacion de la matriz de coeficientes de las ecuaciones de diferencias finitas

EC=zeros(Nf*NC,Nf*NC);

% Ecuaciones para los nodos de las esquinas

% Esquina superior izquierda
EC(1,1)=X+(X17*K(1,1));
EC(1,2)=X2;
EC(1,3)=X1;
EC(1,Nf+1)=X2;
EC(1,Nf+2)=X3;
EC(1,(2*Nf)+1)=X1;

% Esquina superior derecha
EC(2,((NC-3)*Nf)+1)=X1;
EC(2,((NC-2)*Nf)+1)=X2;
EC(2,((NC-2)*Nf)+2)=X3;
EC(2,((NC-1)*Nf)+1)=X+(X17*K(1,NC));
EC(2,((NC-1)*Nf)+2)=X2;
EC(2,((NC-1)*Nf)+3)=X1;

% Esquina inferior izquierda
EC(3,Nf-2)=X1;
EC(3,Nf-1)=X2;
EC(3,Nf)=X+(X17*K(Nf,1));
EC(3,(2*Nf)-1)=X3;

```

```

EC(3,2*Nf)=X2;
EC(3,3*Nf)=X1;

% Esquina inferior derecha
EC(4,(NC-2)*Nf)=X1;
EC(4,((NC-1)*Nf)-1)=X3;
EC(4,(NC-1)*Nf)=X2;
EC(4,(NC*Nf)-2)=X1;
EC(4,(NC*Nf)-1)=X2;
EC(4,NC*Nf)=X+(X17*K(Nf,NC));

% Ecuaciones para los nodos a la derecha e izquierda de las esquinas

% Derecha de la esquina superior izquierda
EC(5,1)=X2;
EC(5,2)=X6;
EC(5,(Nf+1))=X8+(X16*K(1,2));
EC(5,(Nf+2))=X5;
EC(5,(Nf+3))=1;
EC(5,(2*Nf)+1)=X7;
EC(5,(2*Nf)+2)=X6;
EC(5,(3*Nf)+1)=X1;

% Izquierda de la esquina superior derecha
EC(6,((NC-4)*Nf)+1)=X1;
EC(6,((NC-3)*Nf)+1)=X7;
EC(6,((NC-3)*Nf)+2)=X6;
EC(6,((NC-2)*Nf)+1)=X8+(X16*K(1,NC-1));
EC(6,((NC-2)*Nf)+2)=X5;
EC(6,((NC-2)*Nf)+3)=1;
EC(6,((NC-1)*Nf)+1)=X2;
EC(6,((NC-1)*Nf)+2)=X6;

% Derecha de la esquina inferior izquierda
EC(7,Nf-1)=X6;
EC(7,Nf)=X2;
EC(7,(2*Nf)-2)=1;
EC(7,(2*Nf)-1)=X5;
EC(7,2*Nf)=X8+(X16*K(Nf,2));
EC(7,(3*Nf)-1)=X6;
EC(7,3*Nf)=X7;
EC(7,4*Nf)=X1;

% Izquierda de la esquina inferior derecha
EC(8,((NC-3)*Nf))=X1;
EC(8,((NC-2)*Nf)-1)=X6;
EC(8,((NC-2)*Nf))=X7;
EC(8,((NC-1)*Nf)-2)=1;
EC(8,((NC-1)*Nf)-1)=X5;
EC(8,((NC-1)*Nf))=X8+(X16*K(Nf,NC-1));
EC(8,((NC*Nf)-1))=X6;
EC(8,NC*Nf)=X2;

% Ecuaciones para los nodos arriba y abajo de las esquinas

% Abajo de la esquina superior izquierda
EC(9,1)=X2;
EC(9,2)=X8+(X16*K(2,1));
EC(9,3)=X7;
EC(9,4)=X1;
EC(9,Nf+1)=X6;
EC(9,Nf+2)=X5;
EC(9,Nf+3)=X6;
EC(9,(2*Nf)+2)=1;

```

```
% Abajo de la esquina superior derecha
EC(10,((NC-3)*NF)+2)=1;
EC(10,((NC-2)*NF)+1)=X6;
EC(10,((NC-2)*NF)+2)=X5;
EC(10,((NC-2)*NF)+3)=X6;
EC(10,((NC-1)*NF)+1)=X2;
EC(10,((NC-1)*NF)+2)=X8+(X16*K(2,NC));
EC(10,((NC-1)*NF)+3)=X7;
EC(10,((NC-1)*NF)+4)=X1;

% Arriba de la esquina inferior izquierda
EC(11,NF-3)=X1;
EC(11,NF-2)=X7;
EC(11,NF-1)=X8+(X16*K(NF-1,1));
EC(11,NF)=X2;
EC(11,(2*NF)-2)=X6;
EC(11,(2*NF)-1)=X5;
EC(11,(2*NF))=X6;
EC(11,(3*NF)-1)=1;

% Arriba de la esquina inferior derecha
EC(12,((NC-2)*NF)-1)=1;
EC(12,((NC-1)*NF)-2)=X6;
EC(12,((NC-1)*NF)-1)=X5;
EC(12,((NC-1)*NF))=X6;
EC(12,(NC*NF)-3)=X1;
EC(12,(NC*NF)-2)=X7;
EC(12,(NC*NF)-1)=X8+(X16*K(NF-1,NC));
EC(12,(NC*NF))=X2;

% Ecuaciones para los nodos a 45 grados respecto a las esquinas

% Esquina superior izquierda
EC(13,1)=X3;
EC(13,2)=X5;
EC(13,3)=X6;
EC(13,NF+1)=X5;
EC(13,NF+2)=18+(X15*K(2,2));
EC(13,NF+3)=-8;
EC(13,NF+4)=1;
EC(13,(2*NF)+1)=X6;
EC(13,(2*NF)+2)=-8;
EC(13,(2*NF)+3)=2;
EC(13,(3*NF)+2)=1;

% Esquina superior derecha
EC(14,((NC-4)*NF)+2)=1;
EC(14,((NC-3)*NF)+1)=X6;
EC(14,((NC-3)*NF)+2)=-8;
EC(14,((NC-3)*NF)+3)=2;
EC(14,((NC-2)*NF)+1)=X5;
EC(14,((NC-2)*NF)+2)=18+(X15*K(2,NC-1));
EC(14,((NC-2)*NF)+3)=-8;
EC(14,((NC-2)*NF)+4)=1;
EC(14,((NC-1)*NF)+1)=X3;
EC(14,((NC-1)*NF)+2)=X5;
EC(14,((NC-1)*NF)+3)=X6;

% Esquina inferior izquierda
EC(15,NF-2)=X6;
EC(15,NF-1)=X5;
EC(15,NF)=X3;
EC(15,(2*NF)-3)=1;
```

```

EC(15,(2*Nf)-2)=-8;
EC(15,(2*Nf)-1)=18+(X15*K(Nf-1,2));
EC(15,(2*Nf))=X5;
EC(15,(3*Nf)-2)=2;
EC(15,(3*Nf)-1)=-8;
EC(15,(3*Nf))=X6;
EC(15,(4*Nf)-1)=1;

% Esquina inferior derecha
EC(16,((NC-3)*Nf)-1)=1;
EC(16,((NC-2)*Nf)-2)=2;
EC(16,((NC-2)*Nf)-1)=-8;
EC(16,((NC-2)*Nf))=X6;
EC(16,((NC-1)*Nf)-3)=1;
EC(16,((NC-1)*Nf)-2)=-8;
EC(16,((NC-1)*Nf)-1)=18+(X15*K(Nf-1,NC-1));
EC(16,((NC-1)*Nf))=X5;
EC(16,((NC*Nf))-2)=X6;
EC(16,((NC*Nf))-1)=X5;
EC(16,((NC*Nf)))=X3;

% Ecuaciones para los nodos en los bordes

% Bordo izquierdo
for i=1:(Nf-4)
EC(16+i,i)=X1;
EC(16+i,1+i)=X7;
EC(16+i,2+i)=X4+(X16*K(2+i,1));
EC(16+i,3+i)=X7;
EC(16+i,4+i)=X1;
EC(16+i,Nf+1+i)=X6;
EC(16+i,Nf+2+i)=X5;
EC(16+i,Nf+3+i)=X6;
EC(16+i,(2*Nf)+2+i)=1;
end

% Bordo derecho
for i=1:(Nf-4)
EC(16+(Nf-4)+i,((NC-3)*Nf)+2+i)=1;
EC(16+(Nf-4)+i,((NC-2)*Nf)+1+i)=X6;
EC(16+(Nf-4)+i,((NC-2)*Nf)+2+i)=X5;
EC(16+(Nf-4)+i,((NC-2)*Nf)+3+i)=X6;
EC(16+(Nf-4)+i,((NC-1)*Nf)+i)=X1;
EC(16+(Nf-4)+i,((NC-1)*Nf)+1+i)=X7;
EC(16+(Nf-4)+i,((NC-1)*Nf)+2+i)=X4+(X16*K(2+i,NC));
EC(16+(Nf-4)+i,((NC-1)*Nf)+3+i)=X7;
EC(16+(Nf-4)+i,((NC-1)*Nf)+4+i)=X1;
end

% Bordo superior
for i=1:(NC-4)
EC(16+((2*Nf)-8)+i,((i-1)*Nf)+1)=X1;
EC(16+((2*Nf)-8)+i,(i*Nf)+1)=X7;
EC(16+((2*Nf)-8)+i,(i*Nf)+2)=X6;
EC(16+((2*Nf)-8)+i,((1+i)*Nf)+1)=X4+(X16*K(1,2+i));
EC(16+((2*Nf)-8)+i,((1+i)*Nf)+2)=X5;
EC(16+((2*Nf)-8)+i,((1+i)*Nf)+3)=1;
EC(16+((2*Nf)-8)+i,((2+i)*Nf)+1)=X7;
EC(16+((2*Nf)-8)+i,((2+i)*Nf)+2)=X6;
EC(16+((2*Nf)-8)+i,((3+i)*Nf)+1)=X1;
end

% Bordo inferior
for i=1:(NC-4)

```

```

EC(16+((2*Nf)-8)+(NC-4)+i,i*Nf)=X1;
EC(16+((2*Nf)-8)+(NC-4)+i,((1+i)*Nf)-1)=X6;
EC(16+((2*Nf)-8)+(NC-4)+i,((1+i)*Nf))=X7;
EC(16+((2*Nf)-8)+(NC-4)+i,((2+i)*Nf)-2)=1;
EC(16+((2*Nf)-8)+(NC-4)+i,((2+i)*Nf)-1)=X5;
EC(16+((2*Nf)-8)+(NC-4)+i,((2+i)*Nf))=X4+(X16*K(Nf,2+i));
EC(16+((2*Nf)-8)+(NC-4)+i,((3+i)*Nf)-1)=X6;
EC(16+((2*Nf)-8)+(NC-4)+i,((3+i)*Nf))=X7;
EC(16+((2*Nf)-8)+(NC-4)+i,((4+i)*Nf))=X1;
end

% Ecuaciones para los nodos una línea adentro de los bordes

% Una línea adentro del bordo superior
for i=1:(NC-4)
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(i-1)*Nf+2)=1;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,i*Nf+1)=X6;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,i*Nf+2)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,i*Nf+3)=2;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(1+i)*Nf+1)=X5;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(1+i)*Nf+2)=19+(X15*K(2,2+i));
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(1+i)*Nf+3)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(1+i)*Nf+4)=1;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(2+i)*Nf+1)=X6;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(2+i)*Nf+2)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(2+i)*Nf+3)=2;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(3+i)*Nf+2)=1;
end

% Una línea adentro del bordo inferior
for i=1:(NC-4)
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,i*Nf-1)=1;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(1+i)*Nf-2)=2;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(1+i)*Nf-1)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(1+i)*Nf)=X6;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(2+i)*Nf-3)=1;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(2+i)*Nf-2)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(2+i)*Nf-1)=19+(X15*K(Nf-1,2+i));
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(2+i)*Nf)=X5;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(3+i)*Nf-2)=2;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(3+i)*Nf-1)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(3+i)*Nf)=X6;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(4+i)*Nf-1)=1;
end

% Una línea adentro del bordo izquierdo
for i=1:(Nf-4)
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,1+i)=X6;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,2+i)=X5;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,3+i)=X6;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,Nf+i)=1;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,Nf+1+i)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,Nf+2+i)=19+(X15*K(2+i,2));
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,Nf+3+i)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,Nf+4+i)=1;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,2*Nf+1+i)=2;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,2*Nf+2+i)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,2*Nf+3+i)=2;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,3*Nf+2+i)=1;
end

% Una línea adentro del bordo derecho
for i=1:(Nf-4)
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(Nf-4)+i,(NC-4)*Nf+2+i)=1;

```

```

EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-3)*Nf+1+i)=2;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-3)*Nf+2+i)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-3)*Nf+3+i)=2;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-2)*Nf+i)=1;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-2)*Nf+1+i)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-2)*Nf+2+i)=19+(X15*K(2+i,Nc-1));
EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-2)*Nf+3+i)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-2)*Nf+4+i)=1;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-1)*Nf+1+i)=X6;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-1)*Nf+2+i)=X5;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*Nc-8)+(2*Nc-8)+(Nf-4)+i,(Nc-1)*Nf+3+i)=X6;
end

% Nodos al interior, a partir de la tercer línea y hacia el interior
for j=1:(Nc-4)
    for i=1:(Nf-4)
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,((j-1)*Nf)+2+i)=1;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,(j*Nf)+1+i)=2;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,(j*Nf)+2+i)=-8;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,(j*Nf)+3+i)=2;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,((j+1)*Nf)+i)=1;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,((j+1)*Nf)+1+i)=-8;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,((j+1)*Nf)+2+i)=20+(X15*K(2+i,2+j));
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,((j+1)*Nf)+3+i)=-8;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,((j+1)*Nf)+4+i)=1;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,((j+2)*Nf)+1+i)=2;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,((j+2)*Nf)+2+i)=-8;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,((j+2)*Nf)+3+i)=2;
        EC(16+(4*Nc-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(Nf-4))+i,((j+3)*Nf)+2+i)=1;
    end
end

% Cálculo de desplazamientos en la losa

ECINV=inv(EC);
WI=ECINV*RQX;          % Matriz de desplazamientos en metros

% Presentacion de resultados
RWF=zeros(Nf,Nc);
for j=1:Nc
    for i=1:Nf
        RWF(i,j)=WI((j-1)*Nf+i);
    end
end

RESTASENT=MOVSUELO-RWF;    % Convergencia

WIACOM=zeros(Nf*Nc,1);
for i=1:Nf
    for j=1:Nc
        WIACOM(((i-1)*Nc)+j,1)=RWF(i,j);
    end
end

% Comprobación de resultados

QCONSEXP=KITER1.*ASENTEXP;
QDIFIN=KITER1.*WIACOM;
PRIMERQ=zeros(Nf*Nc,1);
for i=1:Nf*Nc
    PRIMERQ(i,1)=QINICIAL;
end
AREA=zeros(Nf*Nc,1);
AREA=QSIJ./PRIMERQ;

```

```

PCONSEXP=QCONSEXP.*AREA;
PDIFIN=QDIFIN.*AREA;
SUMACONSEXP=0;
SUMADIFIN=0;
for i=1:NF*NC
SUMACONSEXP=SUMACONSEXP+PCONSEXP(i,1);
SUMADIFIN=SUMADIFIN+PDIFIN(i,1);           % Los dos dan la suma de cargas
end

% ITERACIONES PARA OBTENER LOS DESPLAZAMIENTOS FINALES

NITERS=input('Inserte el número de iteraciones que desea realizar: ');
disp(' ')
disp('Iterando. Espere ... ')
disp(' ')
for WWWS=1:NITERS

% Obtencion de la nueva q para la iteración

Q2ITERA=K.*RWF;

% Creación de la matriz de cargas puntuales.

CARGASQ2=zeros(NF*NC,1);
for i=1:NF
    for j=1:NC
        CARGASQ2(((i-1)*NC)+j,1)=Q2ITERA(i,j);
    end
end
AREASV=zeros(NF*NC,1);
are=L*L;
AREASV(1,1)=are/4;
AREASV(NC,1)=are/4;
AREASV(((NF-1)*NC)+1,1)=are/4;
AREASV((NF*NC),1)=are/4;
for i=2:(NC-1)
    AREASV(i,1)=are/2;
end
for i=((NF-1)*NC)+2:(NF*NC)-1
    AREASV(i,1)=are/2;
end
for i=(NC+1):NC:(NF-2)*NC+1
    AREASV(i,1)=are/2;
end
for i=2*NC:NC:(NF-1)*NC
    AREASV(i,1)=are/2;
end
for i=1:NF*NC
    if AREASV(i,1)==0
        AREASV(i,1)=are;
    end
end
QSIJ=CARGASQ2.*AREASV;
AREASQ=zeros(NF,NC);
for i=1:NF
    for j=1:NC
        AREASQ(i,j)=AREASV(((i-1)*NC)+j,1);
    end
end

% Cálculo de asentamientos por consolidación para la iteración

ASENT1=INFLSIJ*QSIJ;
ASENT1GRAF=zeros(NF,NC);

```

```
for j=1:NF
    for i=1:NC
        ASENT1GRAF(j,i)=ASENT1((j-1)*NC+i,1);
    end
end

% Asentamientos por consolidacion + Ajuste - Expansiones

ASENTEXP=ASENT1+AJUSTE-EXPAN;
MOVSUELO=zeros(NF,NC);
for j=1:NF
    for i=1:NC
        MOVSUELO(j,i)=ASENTEXP((j-1)*NC+i,1);
    end
end

% Creación de la matriz de módulos de reacción (K) del suelo para la iteración

KITER1=CARGASQ2./ASENTEXP;
K=zeros(NF,NC);
for i=1:NF
    for j=1:NC
        K(i,j)=KITER1(((i-1)*NC)+j,1);
    end
end

% Creación de la matriz de coeficientes de las ecuaciones de diferencias finitas

EC=zeros(NF*NC,NF*NC);

% Ecuaciones para los nodos de las esquinas

% Esquina superior izquierda
EC(1,1)=X+(X17*K(1,1));
EC(1,2)=X2;
EC(1,3)=X1;
EC(1,NF+1)=X2;
EC(1,NF+2)=X3;
EC(1,(2*NF)+1)=X1;

% Esquina superior derecha
EC(2,((NC-3)*NF)+1)=X1;
EC(2,((NC-2)*NF)+1)=X2;
EC(2,((NC-2)*NF)+2)=X3;
EC(2,((NC-1)*NF)+1)=X+(X17*K(1,NC));
EC(2,((NC-1)*NF)+2)=X2;
EC(2,((NC-1)*NF)+3)=X1;

% Esquina inferior izquierda
EC(3,NF-2)=X1;
EC(3,NF-1)=X2;
EC(3,NF)=X+(X17*K(NF,1));
EC(3,(2*NF)-1)=X3;
EC(3,2*NF)=X2;
EC(3,3*NF)=X1;

% Esquina inferior derecha
EC(4,(NC-2)*NF)=X1;
EC(4,((NC-1)*NF)-1)=X3;
EC(4,(NC-1)*NF)=X2;
EC(4,(NC*NF)-2)=X1;
EC(4,(NC*NF)-1)=X2;
EC(4,NC*NF)=X+(X17*K(NF,NC));
```

% Ecuaciones para los nodos a la derecha e izquierda de las esquinas

% Derecha de la esquina superior izquierda

```
EC(5,1)=X2;
EC(5,2)=X6;
EC(5,(NF+1))=X8+(X16*K(1,2));
EC(5,(NF+2))=X5;
EC(5,(NF+3))=1;
EC(5,(2*Nf)+1)=X7;
EC(5,(2*Nf)+2)=X6;
EC(5,(3*Nf)+1)=X1;
```

% Izquierda de la esquina superior derecha

```
EC(6,((NC-4)*NF)+1)=X1;
EC(6,((NC-3)*NF)+1)=X7;
EC(6,((NC-3)*NF)+2)=X6;
EC(6,((NC-2)*NF)+1)=X8+(X16*K(1,NC-1));
EC(6,((NC-2)*NF)+2)=X5;
EC(6,((NC-2)*NF)+3)=1;
EC(6,((NC-1)*NF)+1)=X2;
EC(6,((NC-1)*NF)+2)=X6;
```

% Derecha de la esquina inferior izquierda

```
EC(7,NF-1)=X6;
EC(7,NF)=X2;
EC(7,(2*Nf)-2)=1;
EC(7,(2*Nf)-1)=X5;
EC(7,2*Nf)=X8+(X16*K(NF,2));
EC(7,(3*Nf)-1)=X6;
EC(7,3*Nf)=X7;
EC(7,4*Nf)=X1;
```

% Izquierda de la esquina inferior derecha

```
EC(8,((NC-3)*NF))=X1;
EC(8,((NC-2)*NF)-1)=X6;
EC(8,((NC-2)*NF))=X7;
EC(8,((NC-1)*NF)-2)=1;
EC(8,((NC-1)*NF)-1)=X5;
EC(8,((NC-1)*NF))=X8+(X16*K(NF,NC-1));
EC(8,((NC*Nf)-1))=X6;
EC(8,NC*Nf)=X2;
```

% Ecuaciones para los nodos arriba y abajo de las esquinas

% Abajo de la esquina superior izquierda

```
EC(9,1)=X2;
EC(9,2)=X8+(X16*K(2,1));
EC(9,3)=X7;
EC(9,4)=X1;
EC(9,Nf+1)=X6;
EC(9,Nf+2)=X5;
EC(9,Nf+3)=X6;
EC(9,(2*Nf)+2)=1;
```

% Abajo de la esquina superior derecha

```
EC(10,((NC-3)*NF)+2)=1;
EC(10,((NC-2)*NF)+1)=X6;
EC(10,((NC-2)*NF)+2)=X5;
EC(10,((NC-2)*NF)+3)=X6;
EC(10,((NC-1)*NF)+1)=X2;
EC(10,((NC-1)*NF)+2)=X8+(X16*K(2,NC));
EC(10,((NC-1)*NF)+3)=X7;
EC(10,((NC-1)*NF)+4)=X1;
```

```

% Arriba de la esquina inferior izquierda
EC(11,NF-3)=X1;
EC(11,NF-2)=X7;
EC(11,NF-1)=X8+(X16*K(NF-1,1));
EC(11,NF)=X2;
EC(11,(2*Nf)-2)=X6;
EC(11,(2*Nf)-1)=X5;
EC(11,(2*Nf))=X6;
EC(11,(3*Nf)-1)=1;

% Arriba de la esquina inferior derecha
EC(12,((NC-2)*NF)-1)=1;
EC(12,((NC-1)*NF)-2)=X6;
EC(12,((NC-1)*NF)-1)=X5;
EC(12,((NC-1)*NF))=X6;
EC(12,(NC*NF)-3)=X1;
EC(12,(NC*NF)-2)=X7;
EC(12,(NC*NF)-1)=X8+(X16*K(NF-1,NC));
EC(12,(NC*NF))=X2;

% Ecuaciones para los nodos a 45 grados respecto a las esquinas

% Esquina superior izquierda
EC(13,1)=X3;
EC(13,2)=X5;
EC(13,3)=X6;
EC(13,NF+1)=X5;
EC(13,NF+2)=18+(X15*K(2,2));
EC(13,NF+3)=-8;
EC(13,NF+4)=1;
EC(13,(2*Nf)+1)=X6;
EC(13,(2*Nf)+2)=-8;
EC(13,(2*Nf)+3)=2;
EC(13,(3*Nf)+2)=1;

% Esquina superior derecha
EC(14,((NC-4)*NF)+2)=1;
EC(14,((NC-3)*NF)+1)=X6;
EC(14,((NC-3)*NF)+2)=-8;
EC(14,((NC-3)*NF)+3)=2;
EC(14,((NC-2)*NF)+1)=X5;
EC(14,((NC-2)*NF)+2)=18+(X15*K(2,NC-1));
EC(14,((NC-2)*NF)+3)=-8;
EC(14,((NC-2)*NF)+4)=1;
EC(14,((NC-1)*NF)+1)=X3;
EC(14,((NC-1)*NF)+2)=X5;
EC(14,((NC-1)*NF)+3)=X6;

% Esquina inferior izquierda
EC(15,NF-2)=X6;
EC(15,NF-1)=X5;
EC(15,NF)=X3;
EC(15,(2*Nf)-3)=1;
EC(15,(2*Nf)-2)=-8;
EC(15,(2*Nf)-1)=18+(X15*K(NF-1,2));
EC(15,(2*Nf))=X5;
EC(15,(3*Nf)-2)=2;
EC(15,(3*Nf)-1)=-8;
EC(15,(3*Nf))=X6;
EC(15,(4*Nf)-1)=1;

% Esquina inferior derecha
EC(16,((NC-3)*NF)-1)=1;
EC(16,((NC-2)*NF)-2)=2;

```

```

EC(16,((NC-2)*NF)-1)=-8;
EC(16,((NC-2)*NF))=X6;
EC(16,((NC-1)*NF)-3)=1;
EC(16,((NC-1)*NF)-2)=-8;
EC(16,((NC-1)*NF)-1)=18+(X15*K(NF-1,NC-1));
EC(16,((NC-1)*NF))=X5;
EC(16,((NC*NF))-2)=X6;
EC(16,((NC*NF))-1)=X5;
EC(16,((NC*NF))=X3;

% Ecuaciones para los nodos en los bordes

% Bordo izquierdo
for i=1:(NF-4)
EC(16+i,i)=X1;
EC(16+i,1+i)=X7;
EC(16+i,2+i)=X4+(X16*K(2+i,1));
EC(16+i,3+i)=X7;
EC(16+i,4+i)=X1;
EC(16+i,NF+1+i)=X6;
EC(16+i,NF+2+i)=X5;
EC(16+i,NF+3+i)=X6;
EC(16+i,(2*NF)+2+i)=1;
end

% Bordo derecho
for i=1:(NF-4)
EC(16+(NF-4)+i,((NC-3)*NF)+2+i)=1;
EC(16+(NF-4)+i,((NC-2)*NF)+1+i)=X6;
EC(16+(NF-4)+i,((NC-2)*NF)+2+i)=X5;
EC(16+(NF-4)+i,((NC-2)*NF)+3+i)=X6;
EC(16+(NF-4)+i,((NC-1)*NF)+i)=X1;
EC(16+(NF-4)+i,((NC-1)*NF)+1+i)=X7;
EC(16+(NF-4)+i,((NC-1)*NF)+2+i)=X4+(X16*K(2+i,NC));
EC(16+(NF-4)+i,((NC-1)*NF)+3+i)=X7;
EC(16+(NF-4)+i,((NC-1)*NF)+4+i)=X1;
end

% Bordo superior
for i=1:(NC-4)
EC(16+((2*NF)-8)+i,((i-1)*NF)+1)=X1;
EC(16+((2*NF)-8)+i,(i*NF)+1)=X7;
EC(16+((2*NF)-8)+i,(i*NF)+2)=X6;
EC(16+((2*NF)-8)+i,((1+i)*NF)+1)=X4+(X16*K(1,2+i));
EC(16+((2*NF)-8)+i,((1+i)*NF)+2)=X5;
EC(16+((2*NF)-8)+i,((1+i)*NF)+3)=1;
EC(16+((2*NF)-8)+i,((2+i)*NF)+1)=X7;
EC(16+((2*NF)-8)+i,((2+i)*NF)+2)=X6;
EC(16+((2*NF)-8)+i,((3+i)*NF)+1)=X1;
end

% Bordo inferior
for i=1:(NC-4)
EC(16+((2*NF)-8)+(NC-4)+i,i*NF)=X1;
EC(16+((2*NF)-8)+(NC-4)+i,((1+i)*NF)-1)=X6;
EC(16+((2*NF)-8)+(NC-4)+i,((1+i)*NF))=X7;
EC(16+((2*NF)-8)+(NC-4)+i,((2+i)*NF)-2)=1;
EC(16+((2*NF)-8)+(NC-4)+i,((2+i)*NF)-1)=X5;
EC(16+((2*NF)-8)+(NC-4)+i,((2+i)*NF))=X4+(X16*K(NF,2+i));
EC(16+((2*NF)-8)+(NC-4)+i,((3+i)*NF)-1)=X6;
EC(16+((2*NF)-8)+(NC-4)+i,((3+i)*NF))=X7;
EC(16+((2*NF)-8)+(NC-4)+i,((4+i)*NF))=X1;
end

```

% Ecuaciones para los nodos una línea adentro de los bordes

% Una línea adentro del bordo superior

```
for i=1:(NC-4)
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(i-1)*NF+2)=1;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,i*NF+1)=X6;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,i*NF+2)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,i*NF+3)=2;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(1+i)*NF+1)=X5;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(1+i)*NF+2)=19+(X15*K(2,2+i));
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(1+i)*NF+3)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(1+i)*NF+4)=1;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(2+i)*NF+1)=X6;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(2+i)*NF+2)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(2+i)*NF+3)=2;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+i,(3+i)*NF+2)=1;
end
```

% Una línea adentro del bordo inferior

```
for i=1:(NC-4)
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,i*NF-1)=1;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(1+i)*NF-2)=2;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(1+i)*NF-1)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(1+i)*NF)=X6;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(2+i)*NF-3)=1;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(2+i)*NF-2)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(2+i)*NF-1)=19+(X15*K(NF-1,2+i));
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(2+i)*NF)=X5;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(3+i)*NF-2)=2;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(3+i)*NF-1)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(3+i)*NF)=X6;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(NC-4)+i,(4+i)*NF-1)=1;
end
```

% Una línea adentro del bordo izquierdo

```
for i=1:(NF-4)
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,1+i)=X6;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,2+i)=X5;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,3+i)=X6;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,Nf+i)=1;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,Nf+1+i)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,Nf+2+i)=19+(X15*K(2+i,2));
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,Nf+3+i)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,Nf+4+i)=1;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,2*Nf+1+i)=2;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,2*Nf+2+i)=-8;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,2*Nf+3+i)=2;
EC(16+(2*NC-8)+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+i,3*Nf+2+i)=1;
end
```

% Una línea adentro del bordo derecho

```
for i=1:(NF-4)
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-4)*NF+2+i)=1;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-3)*NF+1+i)=2;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-3)*NF+2+i)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-3)*NF+3+i)=2;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-2)*NF+i)=1;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-2)*NF+1+i)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-2)*NF+2+i)=19+(X15*K(2+i,NC-1));
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-2)*NF+3+i)=-8;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-2)*NF+4+i)=1;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-1)*NF+1+i)=X6;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-1)*NF+2+i)=X5;
EC(16+(2*Nf-8)+(2*NC-8)+(2*NC-8)+(NF-4)+i,(NC-1)*NF+3+i)=X6;
end
```

```

end

% Nodos al interior, a partir de la tercer línea y hacia el interior
for j=1:(NC-4)
    for i=1:(NF-4)
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,((j-1)*NF)+2+i)=1;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,(j*Nf)+1+i)=2;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,(j*Nf)+2+i)=-8;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,(j*Nf)+3+i)=2;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,((j+1)*NF)+i)=1;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,((j+1)*NF)+1+i)=-8;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,((j+1)*NF)+2+i)=20+(X15*K(2+i,2+j));
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,((j+1)*NF)+3+i)=-8;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,((j+1)*NF)+4+i)=1;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,((j+2)*NF)+1+i)=2;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,((j+2)*NF)+2+i)=-8;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,((j+2)*NF)+3+i)=2;
        EC(16+(4*NC-16)+(4*Nf-16)+((j-1)*(NF-4))+i,((j+3)*NF)+2+i)=1;
    end
end

% Cálculo de los desplazamientos de la losa

ECINV=inv(EC);
WI=ECINV*RQX;          % Matriz de desplazamientos en metros

% Presentacion de resultados

RWF=zeros(NF,NC);
for j=1:NC
    for i=1:Nf
        RWF(i,j)=WI((j-1)*NF+i);
    end
end

RESTASENT=MOVSUELO-RWF;    % Convergencia

% Comprobación

QCONSEXP=K.*MOVSUELO;
QDIFIN=K.*RWF;
PCONSEXP=QCONSEXP.*AREASQ;
PDIFIN=QDIFIN.*AREASQ;
SUMACONSEXP=0;
SUMADIFIN=0;
for j=1:Nf
    for i=1:NC
        SUMACONSEXP=SUMACONSEXP+PCONSEXP(j,i);
        SUMADIFIN=SUMADIFIN+PDIFIN(j,i);
    end
end

end

% Fin de las iteraciones

% Encontrando la diferencia máxima (convergencia) entre los desplazamientos

ERRORmax1=max(RESTASENT);
ERRORmax=max(ERRORmax1);
ERRORmin1=min(RESTASENT);
ERRORmin=min(ERRORmin1);
Emax=abs(ERRORmax);
Emin=abs(ERRORmin);
ERROR=Emax;
if Emin>Emax

```

```

    ERROR=Emin;
end

% Resta del valor de ajuste, para obtener las matrices finales de desplazamientos

MAJUSTE=zeros(NF,NC);
for jg=1:NF
    for ig=1:NC
        MAJUSTE(jg,ig)=VAJUSTE*100;
    end
end
end
MOVSUELOcms=(MOVSUELO*100)-MAJUSTE;
RWFcms=(RWF*100)-MAJUSTE;
RESTASENTcms=RESTASENT*100;

% Presentación de resultados de desplazamiento

disp('Nota: En los desplazamientos calculados del suelo y la losa, un signo negativo')
disp('indica expansión o levantamiento, respectivamente.')
disp(' ')
disp('Los asentamientos (cms) del suelo, obtenidos mediante la aplicación de la teo-')
disp('ria de Boussinesq para carga puntual son: '),MOVSUELOcms
disp('Las deformaciones (cms) de la losa, obtenidas mediante la aplicación de las téc-')
disp('nica de las diferencias finitas son:'),RWFcms
disp('La diferencia entre ambos valores (divergencia), es:'),RESTASENTcms
disp('La divergencia máxima encontrada (cms), fue de '), ERROR*100

% Cálculo de momentos

disp('El cálculo de los cortantes y momentos actuantes en la losa, se realiza con el')
disp('promedio de ambos valores de desplazamiento (suelo y losa):')

MOVDIS1=MOVSUELOcms+RWFcms;
MOVDISENO=MOVDIS1/200; % Promedio de las dos matrices de desplazamiento
MOVDISENOfinal=MOVDISENO*100;
MOVDISENOfinal
CTE1=(-1*D)/(L*L);
CTE2=CTE1*V;
MOMENTOSX=zeros(NF,NC);
MOMENTOSY=zeros(NF,NC);

% Momentos en X y Y, al interior de la malla

for i=2:NF-1
    for j=2:NC-1
        MMX1=MOVDISENO(i,j-1)-(2*MOVDISENO(i,j))+MOVDISENO(i,j+1); % Horizontal
        MMX2=MOVDISENO(i-1,j)-(2*MOVDISENO(i,j))+MOVDISENO(i+1,j); % Vertical
        MOMENTOSX(i,j)=(CTE1*MMX1)+(CTE2*MMX2);
        MOMENTOSY(i,j)=(CTE1*MMX2)+(CTE2*MMX1);
    end
end

% Momentos en X y Y, al borde de la malla

for j=2:NC-1
    MMX1=MOVDISENO(1,j-1)-(2*MOVDISENO(1,j))+MOVDISENO(1,j+1); % Horizontal
    MOMENTOSX(1,j)=CTE1*MMX1;
    MMX2=MOVDISENO(NF,j-1)-(2*MOVDISENO(NF,j))+MOVDISENO(NF,j+1); % Horizontal
    MOMENTOSX(NF,j)=CTE1*MMX2;
end

for i=2:NF-1
    MMY1=MOVDISENO(i-1,1)-(2*MOVDISENO(i,1))+MOVDISENO(i+1,1);
    MOMENTOSY(i,1)=CTE1*MMY1;
    MMY2=MOVDISENO(i-1,NC)-(2*MOVDISENO(i,NC))+MOVDISENO(i+1,NC);

```

```

    MOMENTOSY(i,NC)=CTE1*MMY2;
end

CTE3=CTE1/(2*L);
CORTX=zeros(NF,NC);
CORTY=zeros(NF,NC);

% Cortantes en X.

for i=1:(NF-2)
    for j=1:(NC-4)
        QX1=MOVDISENO(i,3+j)-MOVDISENO(i,1+j)+MOVDISENO(i+1,4+j)-MOVDISENO(i+1,j);
        QX2=MOVDISENO(2+i,3+j)-MOVDISENO(2+i,1+j)+(4*MOVDISENO(1+i,1+j))-
(4*MOVDISENO(1+i,3+j));
        CORTX(i+1,2+j)=CTE3*(QX1+QX2);
    end
end
for i=1:(NC-4)
    QX1=MOVDISENO(1,4+i)-MOVDISENO(1,i)+MOVDISENO(2,3+i)-MOVDISENO(2,1+i);
    QX2=(3*MOVDISENO(1,1+i))-(3*MOVDISENO(1,3+i));
    CORTX(1,2+i)=CTE3*(QX1+QX2);
    QX3=MOVDISENO(NF,4+i)-MOVDISENO(NF,i)+MOVDISENO(NF-1,3+i)-MOVDISENO(NF-1,1+i);
    QX4=(3*MOVDISENO(NF,1+i))-(3*MOVDISENO(NF,3+i));
    CORTX(NF,2+i)=CTE3*(QX3+QX4);
end
for i=1:(NF-2)
    QX1=MOVDISENO(1+i,4)+MOVDISENO(i,3)-MOVDISENO(i,1)+MOVDISENO(2+i,3)-MOVDISENO(2+i,1);
    QX2=(3*MOVDISENO(1+i,1))-(4*MOVDISENO(1+i,3));
    CORTX(1+i,2)=CTE3*(QX1+QX2);
    QX3=MOVDISENO(i,NC)-MOVDISENO(i,NC-2)-MOVDISENO(i+1,NC-3)+MOVDISENO(2+i,NC)-
MOVDISENO(2+i,NC-2);
    QX4=(4*MOVDISENO(1+i,NC-2))-(3*MOVDISENO(1+i,NC));
    CORTX(1+i,NC-1)=CTE3*(QX3+QX4);
    QX5=MOVDISENO(i,2)+MOVDISENO(1+i,3)+MOVDISENO(2+i,2)+MOVDISENO(1+i,1);
    QX6=(-4*MOVDISENO(1+i,2));
    CORTX(1+i,1)=CTE3*(QX5+QX6);
    QX7=-MOVDISENO(i,NC-1)-MOVDISENO(1+i,NC-2)-MOVDISENO(1+i,NC)-MOVDISENO(2+i,NC-1);
    QX8=(4*MOVDISENO(1+i,NC-1));
    CORTX(1+i,NC)=CTE3*(QX7+QX8);
end

QX1=(2*MOVDISENO(1,1))-MOVDISENO(2,1)-(3*MOVDISENO(1,3))+MOVDISENO(1,4);
QX2=MOVDISENO(2,3);
CORTX(1,2)=CTE3*(QX1+QX2);

QX1=(-2*MOVDISENO(1,NC))+MOVDISENO(2,NC)+(3*MOVDISENO(1,NC-2));
QX2=(-1*MOVDISENO(1,NC-3))-MOVDISENO(2,NC-2);
CORTX(1,NC-1)=CTE3*(QX1+QX2);

QX1=(2*MOVDISENO(NF,1))-MOVDISENO(NF-1,1)+MOVDISENO(NF-1,3);
QX2=(MOVDISENO(NF,4))-(3*MOVDISENO(NF,3));
CORTX(NF,2)=CTE3*(QX1+QX2);

QX1=(3*MOVDISENO(NF,NC-2))-MOVDISENO(NF,NC-3)-MOVDISENO(NF-1,NC-2);
QX2=(-2*MOVDISENO(NF,NC))+(MOVDISENO(NF-1,NC));
CORTX(NF,NC-1)=CTE3*(QX1+QX2);

CORTX(1,1)=CTE3*(MOVDISENO(1,1)-(3*MOVDISENO(1,2))+MOVDISENO(1,3)+MOVDISENO(2,2));
CORTX(1,NC)=CTE3*((3*MOVDISENO(1,NC-1))-MOVDISENO(1,NC)-MOVDISENO(1,NC-2)-MOVDISENO(2,NC-1));
CORTX(NF,1)=CTE3*(MOVDISENO(NF,1)+MOVDISENO(NF-1,2)+MOVDISENO(NF,3)-(3*MOVDISENO(NF,2)));
CORTX(NF,NC)=CTE3*((3*MOVDISENO(NF,NC-1))-MOVDISENO(NF,NC-2)-MOVDISENO(NF,NC)-
MOVDISENO(NF-1,NC-1));

```

```

% Cortantes en Y.

for j=1:(NC-2)
    for i=1:(NF-4)
        QX1=MOVDISENO(i,1+j)-MOVDISENO(4+i,1+j)+MOVDISENO(1+i,j)-MOVDISENO(3+i,j);
        QX2=MOVDISENO(1+i,2+j)-MOVDISENO(3+i,2+j)+(4*MOVDISENO(3+i,1+j))-
(4*MOVDISENO(1+i,1+j));
        CORTY(2+i,1+j)=CTE3*(QX1+QX2);
    end
end
for i=1:(NC-2)
    QX1=MOVDISENO(1,i)+MOVDISENO(1,2+i)-(3*MOVDISENO(1,1+i));
    QX2=(4*MOVDISENO(3,1+i))-MOVDISENO(3,i)-MOVDISENO(3,2+i)-MOVDISENO(4,1+i);
    CORTY(2,1+i)=CTE3*(QX1+QX2);
    QX3=(3*MOVDISENO(NF,1+i))-MOVDISENO(NF,i)-MOVDISENO(NF,2+i);
    QX4=MOVDISENO(NF-2,i)+MOVDISENO(NF-2,2+i)+MOVDISENO(NF-3,1+i)-(4*MOVDISENO(NF-
2,1+i));
    CORTY(NF-1,1+i)=CTE3*(QX3+QX4);
    QX5=(4*MOVDISENO(2,1+i))-MOVDISENO(2,i)-MOVDISENO(2,2+i);
    QX6=-MOVDISENO(3,1+i)-MOVDISENO(1,1+i);
    CORTY(1,1+i)=CTE3*(QX5+QX6);
    QX7=(-4*MOVDISENO(NF-1,1+i))+MOVDISENO(NF-2,1+i);
    QX8=MOVDISENO(NF,1+i)+MOVDISENO(NF-1,i)+MOVDISENO(NF-1,2+i);
    CORTY(NF,1+i)=CTE3*(QX7+QX8);
end

CORTY(1,1)=CTE3*(-MOVDISENO(1,1)+(3*MOVDISENO(2,1))-MOVDISENO(3,1)-MOVDISENO(2,2));
CORTY(1,NC)=CTE3*(-MOVDISENO(1,NC)+(3*MOVDISENO(2,NC))-MOVDISENO(3,NC)-MOVDISENO(2,NC-
1));
CORTY(NF,1)=CTE3*(MOVDISENO(NF,1)-(3*MOVDISENO(NF-1,1))+MOVDISENO(NF-1,2)+MOVDISENO(NF-
2,1));
CORTY(NF,NC)=CTE3*(MOVDISENO(NF,NC)-(3*MOVDISENO(NF-1,NC))+MOVDISENO(NF-1,NC-
1)+MOVDISENO(NF-2,NC));
CORTY(2,1)=CTE3*(MOVDISENO(1,2)-(2*MOVDISENO(1,1))+3*MOVDISENO(3,1))-MOVDISENO(3,2)-
MOVDISENO(4,1));
CORTY(2,NC)=CTE3*(MOVDISENO(1,NC-1)-(2*MOVDISENO(1,NC))+3*MOVDISENO(3,NC))-
MOVDISENO(4,NC)-MOVDISENO(3,NC-1));
CORTY(NF-1,1)=CTE3*(-MOVDISENO(NF,2)+(2*MOVDISENO(NF,1))-3*MOVDISENO(NF-
2,1))+MOVDISENO(NF-3,1)+MOVDISENO(NF-2,2));
CORTY(NF-1,NC)=CTE3*(-MOVDISENO(NF,NC-1)+(2*MOVDISENO(NF,NC))-3*MOVDISENO(NF-
2,NC))+MOVDISENO(NF-2,NC-1)+MOVDISENO(NF-3,NC));

for i=1:(NF-4)
    QX1=MOVDISENO(i,1)-(3*MOVDISENO(1+i,1))+MOVDISENO(1+i,2);
    QX2=-MOVDISENO(3+i,2)-MOVDISENO(4+i,1)+(3*MOVDISENO(3+i,1));
    CORTY(2+i,1)=CTE3*(QX1+QX2);
    QX3=MOVDISENO(i,NC)-(3*MOVDISENO(1+i,NC))+MOVDISENO(1+i,NC-1);
    QX4=-MOVDISENO(3+i,NC-1)-MOVDISENO(4+i,NC)+(3*MOVDISENO(3+i,NC));
    CORTY(2+i,NC)=CTE3*(QX3+QX4);
end

% Presentación de resultados

disp('Los cortantes actuantes por unidad de ancho (T/ml), con respecto al eje hori-')
disp('zontal, son:'),CORTX
disp('Los cortantes actuantes por unidad de ancho (T/ml), con respecto al eje ver-')
disp('tical, son:'),CORTY
disp('Los momentos actuantes por unidad de ancho (T*m/ml), con respecto al eje ho-')
disp('rizontal, son:'),MOMENTOSX
disp('Los momentos actuantes por unidad de ancho (T*m/ml), con respecto al eje ver-')
disp('tical, son:'),MOMENTOSY

```

REFERENCIAS.

- Aitchison, G.D. (1967), "Separate Roles of Site Investigation, Quantification of Soil Properties, and Selection of Operational Environment in the Determination of Foundation Design on Expansive Soils", *Proc. 3rd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. (Haifa, Israel), vol. 3, pag. 72-77.
- Al Homoud, A.S., Basma, A.A., Husein Malkawi, A.I. y Al Bashabsheh, M.A. (1995), "Cyclic swelling behavior of clays", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, pag. 562-565 (July 1995).
- Anday, M.C. (1961), "Accelerated curing for lime-stabilized soil", *Highway Research Board, National Research Council, Bulletin 304, Washington, D.C.*, pag. 1-13.
- Anday, M.C. (1963), "Curing lime-stabilized soil", *Highway Research Board, National Research Council, Record 29, Washington, D.C.*, pag. 13-26.
- Aslyng, H.C. et al (1962), "Soil physics terminology", *International Society of Soil Science, Bulletin 23*, pag. 7.
- Bandyopadhyay, S.S. y Reuss, R. (1984), "Moisture Induced Damages to Building Foundations". *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Vol. 1, Mayo 6-11, 1984. University of Missouri – Rolla. Rolla, Missouri.*
- Bishop, A.W. (1959), "The Principle of Effective Stress", *lectura entregada en Oslo, Noruega, en 1955. Publicada en Teknisk Ukeblad, Vol. 106, No. 39, pag. 859-863.*
- Bishop, A.W. y Donald I.B. (1961), "The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus", *5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering (Paris)*, 1:13-22.
- Bolt, G.H. (1956), "Physical-Chemical Analysis of the Compressibility of Pure Clays", *Geotechnique, Vol.6, No.2.*
- Building Research Advisory Board (BRAB, 1968), "Criteria for selection and design of residential slabs-on-ground", *National Academy of Sciences, Report No. 33 to Federal Housing Administration, Publication 1571, NTIS No. PB-261 551, Washington, D.C.*
- Carroll, D. y Starkey, H.C. (1971), "Reactivity of clay minerals with acid and alkalines", *Clays Clay Miner.*, 19, pag. 321-333.
- Casagrande, A. (1932), "The structure of clay and its importance in foundation engineering", *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 19(4), pag. 168-209.
- Casagrande, A. (1936), "The determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance", *Discussion D-34, Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. (Cambridge, MA), Vol.3, pag. 60-64.*
- Chen, Fu Hua (1975), "Foundations on expansive soils", *Elsevier – Oxford – New York.*
- Chen, Fu Hua (1988), "Foundations on expansive soils, 2nd edition", *Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 54, Elsevier, Amsterdam.*
- Coduto, Donald P. (1994), "Foundations design - principles and practice -", *Prentice Hall.*

Cokca, Erdal (2001), "Use of Class C Fly Ashes for the Stabilization of an Expansive Soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, July 2001, pag. 568-573.

Donaldson, G.W. (1969), "The occurrence of problems of heave and the factors affecting its nature", *2nd International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soil*, Texas A&M Press.

Donaldson, G.W. (1973), "The Prediction of Differential Movement on Expansive Soils", *Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils*, Vol. 1, pag. 289-293, Jerusalem Academic Press.

Felt, E.J. (1953), "Influence of vegetation on soil moisture contents and resulting soil volume changes", *Proceedings of 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pag. 24-27.

Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. (1977), "Stress state variables for unsaturated soils", *ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division DT5*, vol. 103, pag. 447-466.

Fredlund, D.G. y Rahardjo, H. (1993), "Soil mechanics for unsaturated soils", John Wiley & Sons, New York.

Gizenski, S.F. y Lee, L.J. (1965), "Comparison of Laboratory Swell Tests to Small Scale Field Tests", *Engineering Effects of Moisture Changes in Soils, Concluding Proceedings, International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*, Texas A&M Press, College Station, Texas, pag. 108-119.

Grim, R.E. (1963), "Clay mineralogy", McGraw-Hill, New York.

Gromko, Gerald J. (1974), "Review of expansive soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, pag. 667-687 (June, 1974).

Henry, E.F. (1965), "Engineering effects of moisture changes in soils", *Concluding Proceeding of International Research and Engineering Conference on Expansive Soils*, Texas A&M University.

Hilt, G.H. y Davidson D.T. (1960), "Lime fixation in clayed soils", *Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C.*, pag.20-32.

Holtz, W.G. y Gibbs, H.J. (1956), "Engineering properties of expansive clays", *Transactions ASCE*, Vol. 121, pag. 641-677.

Holtz, W.G. (1959), "Expansive Clay – Properties and Problems", *Colorado School of Mines Quarterly*, Vol. 54, No. 4.

Hunter, Dal (1988), "Lime – Induced Heave in Sulfate – Bearing Clay Soils", *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 114, No. 2, February 1988, pag. 150-167.

Jennings, J.E.B. y Knight, K. (1957), "The prediction of total heave from the double odometer test", *Transactions, South African Institute, Civil Engineering*, Vol. 7, pag. 285-291.

Jennings, J.E.B. y Burland, J.B. (1962), "Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils", *Géotechnique* 12:125-144.

Johnson, Lawrence D. y Stroman, William R. (1976), "Analysis of Behavior of Expansive Soil Foundations", *Technical report S-76-8, U.S. Army Waterways Experimental Station, Vicksburg, Miss.*

- Johnson, L.D. y Pengelly, A.D. (1993), "Chemical and lime stabilization of expansive clay", 3^d International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.
- Jones, C.W. (1958), "Stabilization of expansive clay with hydrated lime and with Portland cement", Highway Research Board, National Research Council, Bulletin 193, Washington, D.C., pag. 40-47.
- Jones, D. Earl y Holtz, Wesley G. (1973), "Expansive soils - the hidden disaster", Civil Engineering magazine ASCE, pag. 49-51 (August, 1973).
- Jones, D. Earl y Jones, Karen A. (1987), "Treating expansive soils", Civil Engineering magazine ASCE, pag. 62-65 (August, 1987).
- Kantey, Basil A. (1980), "Some Secrets to Building Structures on Expansive Soils", Civil Engineering, Vol. 50, No. 12 (December 1980), ASCE.
- Kraynski, L.M. (1967), "A Review Paper on Expansive Clay Soils", Woodward-Clyde & Associates, Vol. I.
- Lambe, T.W. (1960), "The character and identification of expansive soils: Soil PVC meter", FHA 701, Technical Studies Program, Washington, D.C., Federal Housing Administration.
- Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1969), "Soil mechanics", John Wiley & Sons, New York.
- Lee, H.C. y Wray, W.K. (1995). "Techniques to evaluate soil suction - a vital unsaturated soil water variable". Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils. Publicado por A.A Balkema/Presses de l' Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, Francia.
- Lytton, R.L. (1978), "Verbal communications with Professor Lytton", College station, Texas.
- Lytton, R.L. (1994), "Prediction of movement in expansive clays", Vertical and horizontal deformations of foundations and embankments, A.T. Yeung y G.Y. Felio eds., ASCE, New York, pag. 1827-1845.
- McDonald, E.B. (1973), "Experimental moisture barrier and waterproof surface", South Dakota Department of Highways.
- McDowell, C. (1956), "Interrelationships of Load, Volume Change and Layer Thickness of Soils to the Behavior of Engineering Structures", Proceedings, Highway Research Board, pag. 754-772.
- McDowell, C. (1959), "The relation of laboratory testing to design for pavements and structures on expansive soils", Quart, Colorado School of Mines, 54(4), pag. 127-153.
- McKinney, R.L., Kelly, J.E. y McDowell, C. (1974), "The Waco ponding project", Research Report 118-7, Center for Highway Research, University of Texas, Austin, Texas.
- Mitchell, James K., (1976), "Fundamental of Soil Behavior", Wiley, New York.
- Mitchell, James K., (1986), "Practical problems from surprising soil behavior", Journal of Geotechnical Engineering, 112(3), pag. 255-289.
- Morgenstern, N.R. y Balasubramanian (1980), "Effect of pore fluid on the swelling of the clay-shale", 4th International Conference on Expansive Soils (Denver), pag. 190-205.

National Lime Association (1991), "Lime stabilization construction manual", Bulletin 226, Arlington, Virginia.

Obermeier, S.I. (1973), "Evaluation of Laboratory Techniques for Measurement of Swell Potential of Clays", *Proceedings of Workshop on Expansive Clay and Shale in Highway Design and Construction*, Vol. 1.

O'Neill, Michael W. y Poormoayed, Nader (1980), "Methodology for foundations on expansive clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, pag. 1345-1367 (December 1980).

Petry, Thomas M. y Little, Dallas N. (2002), "Review of stabilization of clays and expansive soils in pavements and lightly loaded structures – history, practice and future", *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, 14 (6), pag. 447-460 (November/December 2002).

Poor, A.R. (1978), "Experimental residential foundation design on expansive clay soil", Report No. TR-3-78, Final Report, Construction Research Center, University of Texas, Arlington, Texas.

Post-Tensioning Institute (PTI, 1980), "Design and Construction of Post-Tensioned Slabs-on-ground", Phoenix, Arizona.

Reese, Lymon C. y O'Neill, Michael W. (1988) "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods", Report No. FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration.

Reismann, Herbert (1988), "Elastic Plates – Theory and Application –", John Wiley & Sons, Inc.

Schaefer, V.R., Abramson, L.W., Drumheller, J.C. y Sharp, K.D. (1997), "Ground improvement, ground reinforcement and ground treatment: Developments 1987-1997", *Geotechnical Special Publication No.6*, ASCE, New York.

Schofield, R.K. (1935), "Transactions III", *International Congress on Soil Science*, Oxford, pag. 2-37

Seed, H.B. y Chan, C.K. (1959), "Structure and strength characteristics of compacted clays", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, pag. 87-128 (October 1959).

Seed, H.B., Mitchell, J.K. y Chan, C.K. (1962), "Studies of swell and swell pressure characteristics of compacted clays", *Highway Research Board, National Research Council, Bulletin 313*, Washington, D.C., pag. 12-39.

Seed, H.B., Woodward, R.J., y Lundgren, R. (1962) "Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays", *Journal ASCE, Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 88.

Selvadurai, A.P.S. (1979), "Elastic Analysis of Soil - Foundation Interaction", *Developments in Geotechnical Engineering Vol. 17*, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam – Oxford – New York.

Sitz, M. (1948), "Discussion on Terzaghi's Ideas on: Surface tension of water and the rise of water in capillaries", *Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (Rotterdam, Holanda), Vol. 5, pag. 289-292.

Skempton, A.W. (1953), "The colloidal activity of clays", *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vol.1, pag. 57-61.

Snethen, D.R. (1980), "Characterization of expansive soils using soil suction data", *Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils*, Denver, Colorado, USA, pag. 54-75.

Snethen, D.R. (1984), "Evaluation of Expedient Methods for Identification and Classification of Potentially Expansive Soils", *Proceedings of the 5th International Conference on Expansive Soils*, pag. 22-26, National Conference Publication 84/3, The Institution of Engineers, Australia.

Szilard Rudolph (2004), "Theories and applications of plate analysis – Classical, numerical and engineering methods –", John Wiley & Sons, Inc.

Taylor, A.W. (1959), "Physico-chemical properties of soils: Ion exchange phenomena", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 85(2), pag. 19-30.

Terzaghi, K. (1936), "The Shear Resistance of Saturated Soils", *Proc. 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Cambridge, MA)*, Vol. 1, pag. 54-56.

Thompson M.R. y Eades, J.L. (1970), "Evaluation of Quick Test for Lime Stabilization", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(2), March/April 1970, pag. 795-800.

Thorntwaite, C.W. (1948), "An Approach Toward a Rational Classification of Climate", *The Geographical Review*, Vol. 38.

Timoshenko, S.P. y Woinowsky-Krieger, S. (1959), "Theory of Plates and Shells", *Engineering Society Monographs*, McGraw-Hill, New York, 2nd edition.

Tourtlot, H.A. (1973), "Geologic origin and distribution of swelling clays", *Proceedings of Workshop on Expansive Clay and Shale in Highway Design and Construction*, Vol.1.

Tucker, R.L. y Poor, A.R. (1978), "Field study of moisture effects on slab movements", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 104(4), pag. 403-414.

Vijayvergiya, V.N. y Ghazzaly, O.I. (1973), "Prediction of swelling potential for natural clays", *Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils*, Haifa, Israel, pag. 227-236.

Wheeler, S.J. y Sivakumar, V. (1992), "Critical state concepts for unsaturated soil", *Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils*, August 3-5, Dallas, Texas, USA, Vol.1, pag. 167-172.

Williams, A.A.B. (1958), "The prediction of total heave from the double oedometer test", *Trans. S.A. Inst. Civil Engrs.*, Vol. 8, No. 6.

Winkler, E. (1867), "Die Lehre von der Elastizitat und Festigkeit", Dominicus, Praga.

Zeevaert, Leonardo (1980), "Interacción suelo – estructura de cimentación", Limusa, México.

Zepeda, G.J.A. y Castañeda, A.H. (1987), "Distribución de Suelos Expansivos en la República Mexicana". *Revista de investigación* No. 21-22. Universidad Autónoma de Querétaro, México. Octubre - Diciembre.

Zepeda Garrido, José Alfredo (2004), "Mecánica de suelos no saturados", *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos y la Universidad Autónoma de Querétaro*.