

Resumen

Las regiones áridas y semiáridas en el mundo constituyen un tercio de la superficie de la tierra. En estas regiones los suelos no están saturados y pueden llegar a tener capas de más de treinta metros bajo el nivel de la superficie del terreno. Estos suelos pueden sufrir deformaciones volumétricas al modificar el grado saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto negativas, en cuyo caso se produce un colapso, como positivas, en caso de una expansión. Los suelos expansivos y colapsables ocasionan muchos problemas cuando se construye en ellos, ya que se ven afectados por la temporada de estiaje y por la de lluvias, que modifican el contenido de agua en el subsuelo y por ende, su estabilidad volumétrica. Esta investigación pretende identificar cual es el comportamiento de estos suelos cuando varía su composición granulométrica y en lo posible, encontrar la relación que pudiera haber entre ambos fenómenos (expansión y colapso).

(**Palabras clave:** Suelos expansivos, suelos colapsables, colapso, expansión, grado de saturación, composición granulométrica.)

Summary

The arid and semi-arid regions in the world constitute a third of the surface of the earth. In these regions the soils are not saturated and they can end up having layers of more than thirty meters under the level of the surface of the land. These soils can suffer volumetric strains when modifying the degree of saturation. These deformations can be negative, in which case a collapse takes place, or positive, in the event of an expansion. The expansive and collapsing soils cause many problems when constructions are built on them, since they are affected by the low water season and rains that they modify the content of water in the underground and therefore, their volumetric stability. This investigation seeks to identify the behavior of these soils when the grain-size distribution varies and as much as possible, to find the relationship that could exist between both phenomena (expansion and collapse).

(Key Words: Expansive soils, collapsing soils, collapse, expansion, degree of saturation, grain-size distribution.)

Dirección General de Bibliotecas UAQ

A mi padre y mi madre...

A mi hermano...

A mi pequeña hija...

Agradecimientos

Agradezco a dios ya que a él debo mi existencia, la fortaleza en los momentos difíciles y la voluntad para alcanzar mi meta.

Gracias a mis padres, Calos Marín Medina y Ana Maria Lopez Miron, por haber estado presentes cuando mas los he necesitado, en los momentos de alegría y felicidad para alentarme, y en los momentos de dolor y de tristeza para consolarme, además por haberme enseñado que aun entre los mayores problemas y adversidades, la solución nunca será rendirse.

A mi hermano Carlos Iván, que con el paso de los años nos hemos mantenido juntos, sin importar el tiempo y la distancia.

A Elizabeth Cabrera Hernández, que siempre me brindo su comprensión y apoyo incondicional ante cualquier problema.

A la Dra. Teresa López Lara por su orientación y paciencia para la realización de este tema de tesis.

A mis compañeros y amigos Enmanuel y Marco Antonio por los momentos que vivimos en la búsqueda de nuestro objetivo. Así mismo a Gregorio y Sergio por su apoyo al inicio y durante la maestría.

A Jesús, Adrián, Manuel, Juan Carlos, Julio, Rene y Rubén por la amistad que me han brindado.

A Vivi, Paty y Pedro, por su amistad y por todos los momentos inolvidables que disfrutamos juntos.

A todas aquellas instituciones de educación publica a quienes debo mi formación como profesionista.

ÍNDICE GENERAL

Resumen	i
Summary	ii
Dedicatorias	iii
Agradecimientos	iv
Índice General	v
Índice de figuras	vii
Índice de tablas	ix
Simbología	xi

Capítulo 1

Introducción

1.1. Antecedentes	1
1.2. Justificación	2
1.3. Objetivos	3
1.4. Hipótesis de trabajo	3

Capítulo 2

Estado del arte

2.1. Suelos colapsables	4
2.1.1. Definición y ejemplo de los suelos “potencialmente” colapsables	5
2.1.2. Tipos y origen de suelos colapsables	8
2.1.3. Características de los suelos colapsables	9
2.1.4. Fenómeno de colapso	13
2.1.5. Mecanismos de colapso	15
2.1.6. Métodos de cuantificación del colapso	18
2.1.7. Tratamiento de los suelos potencialmente colapsables	20
2.2. Suelos expansivos	21
2.2.1. Definición de suelo expansivo	22
2.2.2. Propiedades físicas de los suelos expansivos	25
2.2.2.1. Génesis de las arcillas	25
2.2.2.2. Zona activa de los suelos expansivos	27
2.2.2.3. Humedad	29
2.2.2.4. Densidad seca	30
2.2.2.5. Propiedades índice	30
2.2.2.6. Fatiga de expansión	32
2.2.2.7. Factores que influyen en la expansión y contracción del suelo	34
2.2.2.8. Factores que desequilibran el suelo	36
2.2.3. Mecanismo de expansión	38
2.2.3.1. Historia y estado de esfuerzos “in situ”	38
2.2.3.2. Migración y transferencia del agua	39
2.2.3.3. Origen de los cambios de humedad	39
2.2.3.4. Variación de la profundidad del agua	40
2.2.4. Distribución geográfica de los suelos expansivos	43
2.2.5. Proceso de expansión	45
2.2.6. Identificación y clasificación de los suelos expansivos	47

Capítulo 3

Desarrollo experimental

3.1. Material estudiado	49
3.1.1. Muestreo	49
3.1.2. Preparación del material	50
3.2. Procedimiento de prueba	52
3.2.1. Equipo utilizado	53
3.2.2. Tiempo de homogeneización de humedad	54
3.2.3. Elaboración de probetas	54
3.2.5. Pruebas de saturación bajo carga	57

Capítulo 4

Resultados

4.1. Propiedades índice de los suelos estudiados	58
4.1.1. Suelo colapsable	58
4.1.2. Suelo expansivo	59
4.1.3. Suelo expansivo colapsable	60
4.2. Material colapsable	61
4.3. Material expansivo y colapsable	70
4.4. Comparación de resultados experimentales con suelos naturales	85

Capítulo 5

Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones	88
5.2. Recomendaciones	89

Referencias

90

Figura	Índice de figuras	Página
2.1	Grafica de colapso por humedecimiento.	6
2.2	Formación de meniscos entre partículas.	7
2.3	Estructura abierta formada por partículas de diferentes tamaños.	7
2.4	Grafica de Bureau of Reclamation.	10
2.5	Disposición esquemática de nexos arcillosos residuales, en torno a granos de arena.	11
2.6	Disposición esquemática de nexos arcillosos transportados, en torno a granos de arena.	12
2.7	Otro arreglo posible de la fracción arcillosa en un suelo.	13
2.8	Grafica de colapso por humedecimiento.	18
2.9	Fenómeno de colapso.	20
2.10	Zona activa de los suelos expansivos	28
2.11	Fatiga de expansión	33
2.12	Variación del contenido de agua con la profundidad	41
2.13	Distribución de casos reportados de arcillas expansivas en el mundo.	43
2.14	Zonas potenciales de suelos expansivos en la República Mexicana.	44
3.1	Ubicación de sondeos realizados	49
3.2	Secado al aire libre.	50
3.3	Disgregación de material.	50
3.4	Cribado de material.	50
3.5	Separación de material.	50
3.6	Almacenamiento de mezclas en bolsas.	52
3.7	Etiquetado de bolsas para su clasificación.	52
3.8	Anillo con extensiones para expansión.	53
3.9	Anillo con piedras porosas.	53
3.10	Anillo con placa para la compactación estática.	53
3.11	Placa de acero y anillo.	53
3.12	Gato hidráulico empleado para la confección de probetas.	55
3.13	Placa de acero y anillo.	55
3.14	Elaboración de probeta.	55
3.15	Compactación de probeta.	55
3.16	Proceso de compactación.	56
3.17	Terminación de la pastilla	56
4.1	Deformación del material colapsable en estado natural	59
4.2	Deformación del material expansivo	60
4.3	Deformación de la mezcla 100% Arena – 0% Finos.	61
4.4	Deformación de la mezcla 80% Arena – 20% Finos.	62
4.5	Deformación de la mezcla 60% Arena – 40% Finos.	63

Figura	Índice de figuras	Página
4.6	Deformación de la mezcla 40% Arena – 60% Finos.	64
4.7	Deformación de la mezcla 20% Arena – 80% Finos.	65
4.8	Deformación de la mezcla 0% Arena – 100% Finos.	66
4.9	Potencial de colapso promedio para cada mezcla a un esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm ²	67
4.10	Potencial de colapso promedio para cada mezcla a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm ²	68
4.11	Potencial de colapso promedio para cada mezcla a un esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm ² y 0.3 kg/cm ²	69
4.12	Resumen de las mezclas elaboradas con material colapsable	69
4.13	Deformación de la mezcla 100% Colapsable – 0% Expansivo.	71
4.14	Deformación de la mezcla 90% Colapsable – 10% Expansivo.	72
4.15	Deformación de la mezcla 80% Colapsable – 20% Expansivo.	73
4.16	Deformación de la mezcla 70% Colapsable – 30% Expansivo.	74
4.17	Deformación de la mezcla 60% Colapsable – 40% Expansivo.	75
4.18	Deformación de la mezcla 50% Colapsable – 50% Expansivo.	76
4.19	Deformación de la mezcla 40% Colapsable – 60% Expansivo	77
4.20	Deformación de la mezcla 30% Colapsable – 70% Expansivo.	78
4.21	Deformación de la mezcla 20% Colapsable – 80% Expansivo.	79
4.22	Deformación de la mezcla 10% Colapsable – 90% Expansivo.	80
4.23	Deformación de la mezcla 0% Colapsable – 100% Expansivo.	81
4.24	Resumen de deformaciones de las mezclas	83
4.25	Deformaciones de todas las mezclas elaboradas	84
4.26	Nomograma de mezclas diseñadas con suelo expansivo y colapsable	85
4.27	Deformaciones de las mezclas elaboradas a 10% colapsable 90% expansivo y los suelos en estado natural	86
4.28	Deformaciones de las mezclas elaboradas a 50% colapsable 50% expansivo y el suelo en estado natural	87

Tabla	Índice de tablas	Página
2.1	Propiedades de los minerales arcillosos expansivos.	22
2.2	Guía de estimación de cambio de volumen en suelos expansivos.	31
2.3	Clasificación de suelos expansivos de acuerdo a la HUD/FHA	32
2.4	Países que reportan presencia de suelos expansivos.	44
3.1	Diseño de mezclas para el análisis del material colapsable.	50
3.2	Diseño de mezclas	51
4.1	Propiedades índice del material colapsable	58
4.2	Parámetros evaluados en el suelo colapsable inalterado	58
4.3	Propiedades índice del material expansivo	59
4.4	Resultados de la prueba de expansión libre	59
4.5	Propiedades índice de suelo expansivo colapsable	60
4.6	Potencial de colapso para la mezcla 100% Arena – 0% Finos	61
4.7	Potencial de colapso para la mezcla 80% Arena – 20% Finos	62
4.8	Potencial de colapso para la mezcla 60% Arena – 40% Finos	63
4.9	Potencial de colapso para la mezcla 40% Arena – 60% Finos	64
4.10	Potencial de colapso para la mezcla 20% Arena – 80% Finos	65
4.11	Potencial de colapso para la mezcla 0% Arena – 100% Finos	66
4.12	Valores promedio de potencial de colapso de cada mezcla a esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm ² (50kpa)	67
4.13	Resultados promedio de potencial de colapso de cada mezcla a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm ² (30kpa)	68
4.14	Saturación bajo carga para la mezcla 100% colapsable -0% Expansivo	70
4.15	Saturación bajo carga para la mezcla 90% colapsable -10% Expansivo	71
4.16	Saturación bajo carga para la mezcla 80% colapsable -20% Expansivo	72
4.17	Saturación bajo carga para la mezcla 70% colapsable -30% Expansivo	73
4.18	Saturación bajo carga para la mezcla 60% colapsable -40% Expansivo	74
4.19	Saturación bajo carga para la mezcla 50% colapsable -50% Expansivo	75
4.20	Saturación bajo carga para la mezcla 40% colapsable -60% Expansivo	76
4.21	Saturación bajo carga para la mezcla 30% colapsable -70% Expansivo	78
4.22	Saturación bajo carga para la mezcla 20% colapsable -80% Expansivo	79

Tabla	Índice de tablas	Página
4.23	Saturación bajo carga para la mezcla 10% colapsable -90% Expansivo	80
4.24	Saturación bajo carga para la mezcla 0% colapsable -100% Expansivo	81
4.25	Resumen de resultados obtenidos para cada mezcla elaborada	82
4.26	Comparación entre las mezclas diseñadas con los suelos en estado natural a 10% colapsable 90% expansivo.	86
4.27	Comparación entre las mezclas diseñadas con los suelos en estado natural a 50% colapsable 50% expansivo.	87

Dirección General de Bibliotecas UAQ

Simbología

γ_m	Peso volumétrico
W	Humedad
Kpa	Kilopascales
Ss	Densidad de sólidos
SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos
e_0	Relación de vacíos inicial
e_{ll}	Relación de vacíos en el límite líquido
Gw	Grado de saturación
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
IP	Índice plástico
SW	Arena bien graduada
SM	Arena limosa
SC	Arena arcillosa
ML	Limo baja plasticidad
CH	Arcilla de alta plasticidad
P	Tensión

Capítulo 1. Introducción

1.1 Antecedentes

Durante muchos años los estudios de la mecánica de suelos pusieron especial énfasis en los suelos saturados, quedando los suelos no saturados relegados a un segundo plano, a pesar de que extensas regiones de la tierra están cubiertas por ellos. Hoy en día se tiene un conocimiento muy bueno del comportamiento de los suelos saturados existiendo modelos mecánicos que permiten explicar de forma conjunta todos los comportamientos de resistencia, deformación volumétrica y al corte. Sin embargo, existe una mayor escasez de información y conocimientos en el campo de los suelos parcialmente saturados. Es posible que este hecho sea debido a la gran ocurrencia de suelos saturados sedimentarios en países con clima templado. Los suelos parcialmente saturados son los más frecuentes en muchas regiones áridas y semiáridas. Gran parte de los comportamientos que experimenta un suelo parcialmente saturado están relacionados con la deformación volumétrica. Por otra parte hay una gran diversidad de suelos parcialmente saturados, muchos de ellos con características o comportamientos particulares, como arcillas expansivas muy plásticas (con hinchamiento y retracción en ciclos de mojado y secado), depósitos aluviales (suelos colapsables cuando presentan una estructura abierta), coluviales y eólicos, suelos compactados, etc.

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo en estado no saturado son los relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas, en cuyo caso se produce un colapso, como negativas, en cuyo caso se produce una expansión.

Tanto el colapso como la expansión pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento volumétrico del suelo sin modificación del estado de esfuerzo exterior, al variar, por ejemplo, las condiciones ambientales (cambios en la humedad). (Barrera, 2002).

1.2 Justificación

Las regiones áridas y semiáridas en el mundo constituyen un tercio de la superficie de la tierra. En estas regiones los suelos no están saturados y pueden llegar a tener capas de más de treinta metros bajo el nivel de la superficie del terreno. En la ciudad de Querétaro se encuentran depósitos arcillosos que pueden tener más de veinte metros de espesor, sin que aparezca el nivel freático. Por lo que los primeros dos o tres metros se tiene una variación de humedad de acuerdo a la estación.

Los suelos expansivos y colapsables ocasionan muchos problemas cuando se construye en ellos: asentamientos y expansiones principalmente, a causa de los cambios de humedad, producidos en primera instancia por la temporada de estiaje y por la de lluvias, que afectan el contenido de agua en el subsuelo.

La falta de conocimiento en el comportamiento de estos suelos lleva a las soluciones tradicionales, sustitución o estabilización cuando se trata de suelos expansivos, inundación y aplicación de compactación dinámica, tratamientos químicos tratándose de suelos colapsables, que en algunas ocasiones estas soluciones pueden resultar muy costosas y por lo tanto poco recomendables.

Los suelos potencialmente colapsables provienen de la combinación de los fenómenos de alteración química, transporte y depósito. Mientras que los suelos expansivos se originan por la presencia de un suelo arcilloso con mineral montmorilonita, estos suelos se pueden encontrar en zonas con clima árido o semiárido.

Partiendo de que la clasificación del suelo expansivo-colapsable reportado es un CH (arcilla de alta plasticidad); se tiene entonces, que aparentemente se trataría de un suelo que puede estar constituido por una cantidad de fracción gruesa significativa y otra fina, en donde ambas contribuyan en los fenómenos de colapso y expansión, respectivamente. Por lo anterior, esta investigación pretende identificar cual es la situación de este tipo de suelo y en lo posible, encontrar la relación que pudiera haber entre la granulometría del suelo expansivo colapsable con ambos fenómenos

1.3 Objetivos

Tratar de encontrar, en lo posible, la relación existente entre la granulometría del suelo con los fenómenos de expansión y colapso.

Conocer el comportamiento de este tipo de suelos, para poder relacionarlo con el comportamiento de suelos expansivo-colapsables en estado natural.

1.4 Hipótesis

El fenómeno expansión- colapso se relaciona directamente con la composición granulométrica del suelo. Donde el colapso depende de la fracción gruesa del suelo y la expansión de la fracción fina del suelo.

Dirección General de Bibliotecas UAQ

Capítulo 2. Estado del arte

2.1 Suelos colapsables

Durante muchos años los estudios de la mecánica de suelos pusieron especial énfasis en los suelos saturados, quedando los suelos no saturados relegados a un segundo plano, a pesar de que extensas regiones de la tierra están cubiertas por ellos. Dudley (1970) comentó que ya Terzaghi había llamado la atención sobre la tendencia de los suelos no saturados a experimentar cambios de volumen cuando se inundaban. Hoy en día se tiene un conocimiento muy bueno del comportamiento de los suelos saturados existiendo modelos mecánicos que permiten explicar de forma conjunta todos los comportamientos de resistencia, deformación volumétrica y al corte. Sin embargo, existe una mayor escasez de información y conocimientos en el campo de los suelos parcialmente saturados. Es posible que este hecho sea debido a la gran ocurrencia de suelos saturados sedimentarios en países con clima templado. También por el descubrimiento de la ley de presiones efectivas de Terzaghi, que permite explicar de una forma sencilla el comportamiento de los suelos saturados. Sin embargo existen muchas condiciones en las que no se alcanza la saturación. Es más, los suelos parcialmente saturados son los más frecuentes en muchas regiones áridas y semiáridas. Gran parte de los comportamientos que experimenta un suelo parcialmente saturado están relacionados con la deformación volumétrica. Por otra parte hay una gran diversidad de suelos parcialmente saturados, muchos de ellos con características o comportamientos particulares, como arcillas expansivas muy plásticas (con hinchamiento y retracción en ciclos de mojado y secado), depósitos aluviales (suelos colapsables cuando presentan una estructura abierta), coluviales y eólicos, suelos compactados, etc. Muchos de estos problemas se han tratado de resolver y estudiar por separado como un problema especial, tal y como señalan Alonso et al. (1987). Sin embargo, los mismos autores, proponen un estudio global de dichos suelos desde la perspectiva del comportamiento controlado por la succión, como nexo de unión entre los suelos parcialmente saturados. (Barrera, 2002).

2.1.1 Definición y ejemplo de los suelos “potencialmente” colapsables

Se denomina suelos colapsables aquellos que tienen la propiedad de que al aumentar su porcentaje de humedad, sufren una pérdida importante de la resistencia al corte, en forma más o menos súbita, acompañada de deformaciones cuya magnitud dependerá de las cargas que este soportando el suelo, y de sus propias características, como son relación de vacíos, distribución granulométrica, composición mineralógica, historia de esfuerzos, etc.

El origen de este tipo de suelos es muy variado desde el punto de vista geológico. Se encuentran suelos colapsables en depósitos eólicos, de loess, en depósitos aluviales, coluviales, corrientes de lodos, en depósitos de suelos residuales e inclusive en rellenos artificiales.

En la mayoría de los casos las partículas que los constituyen son redondeadas y del tamaño del limo, pero pueden presentarse casos en los cuales existen arcillas y hasta boleos.

Para que un suelo sea colapsable se requiere, entre otras, dos condiciones que son necesarias: una estructura abierta de tipo panaloide y un contenido de agua menor que el de saturación. Que tan abierta debe ser la estructura y que tan parcialmente saturado ha de estar el suelo, son factores que varían de un depósito a otro según su origen y de acuerdo a los procesos geológicos a que haya estado sometido.

La estructura abierta es posible a causa de que, entre las partículas de suelo existen fuerzas capaces de mantenerlas en equilibrio formando estructuras del tipo de panal. Estas fuerzas ante la presencia de agua desaparecen o disminuyen provocando el colapso de la estructura. (Springall, 1974).

Mackechnie en 1989 y según sus experiencias propuso definir los suelos potencialmente colapsables como aquellos agregados de materiales granulares con estructura abierta, parcialmente saturados, alta relación de vacíos, baja densidad, alta porosidad y sensibilidad, baja liga interpartícula y desde el punto de vista geológico, del periodo Cuaternario.

Rogers en 1994 sugiere la necesidad de adoptar la filosofía de que los suelos son “metaestables” hasta que se demuestre lo contrario. El concepto de “metaestable” consiste en considerar a un suelo estable con respecto a pequeños disturbios, pero capaz de reaccionar violentamente si la molestia es considerable.

Los suelos potencialmente colapsables disminuyen de manera drástica su volumen debido a un acomodo extremo de las partículas causados principalmente, ya sea por un humedecimiento, la aplicación de un esfuerzo (estático o dinámico), o una combinación de ellos. El humedecimiento consiste en un incremento del grado de saturación con la presencia de agua en el suelo potencialmente colapsable; tal y como se muestra en la figura 2.1 de una prueba en edómetro, la parte superior de la curva definida como “prehumedecida” cambia su volumen de manera gradual por la aplicación de un esfuerzo, pero si se humedece en cualquier punto observado, la relación de vacíos cae drásticamente a un punto de la “curva humedecida”. (Álvarez, 2002).

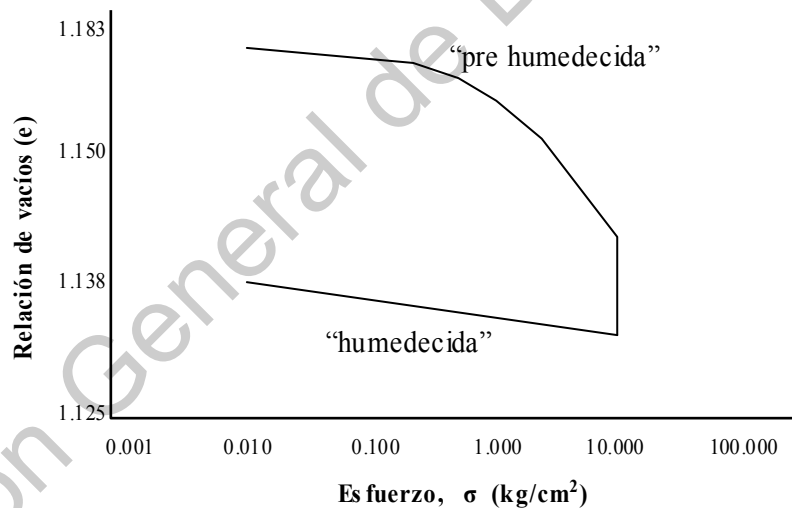


Figura 2.1 Gráfica de colapso por humedecimiento

En esta condición el colapso se induce al aumentar la saturación y el esfuerzo, que anula súbitamente el estado de tensión negativa que tiene el agua por capilaridad.

Las fuerzas de liga entre partículas pueden deberse a varios factores. Uno de ellos es la tensión capilar que provocan los meniscos formados al evaporarse el agua,

después de llegar el suelo a su límite de contracción, los cuales se desarrollan en los huecos dejados por partículas, ya sea de arena o limo, figura 2.2 y figura 2.3. (Springall, 1974).

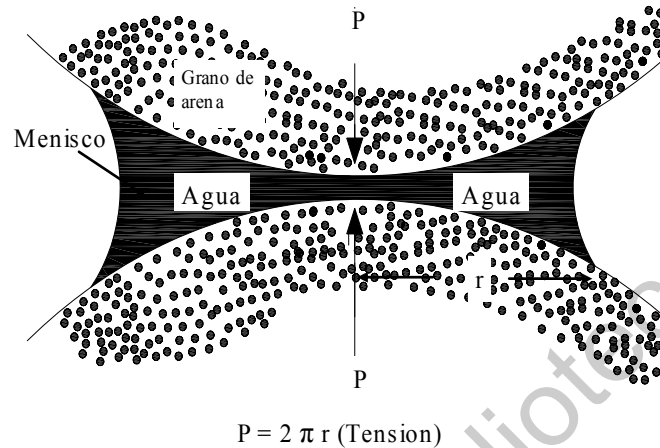


Figura 2.2 Formación de meniscos entre partículas

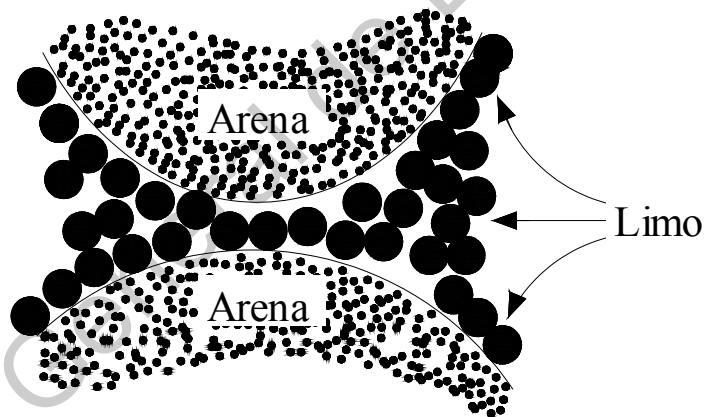


Figura 2.3 Estructura abierta formada por partículas de diferentes tamaños

El producto del intemperismo, erosión, transporte y depósito ulterior da como resultado la sedimentación, como puede ser en laderas, esto ocasiona que se presenten gruesos paquetes de suelo colapsable.

Una peculiaridad de estos suelos, es que cuando a un terrón se le añade agua con cloro similar a la potable o unas gotitas de ácido de batería rebajado con agua, efervesce.

Los procesos de alteración, transporte y depósito están controlados químicamente y por las cargas eléctricas, el producto (suelo potencialmente colapsable) tiene una estructura abierta.

Los suelos colapsables tienen un gran contenido de arena de ahí su estructura abierta e inestable, características de un suelo para que sufra un fenómeno de colapso. (Álvarez, 2002).

2.1.2 Tipos y origen de suelos colapsables

El depósito clásico representativo de este tipo de suelos, que cubre extensas áreas de Europa, Asia, América del Norte es el "Loess", que es un limo transportado por el viento y depositado en estado suelto, el cual presenta una ligera cementación que se anula al saturarse bajo carga. (Correa, 1976).

Sin embargo hay otros tipos de suelos colapsables, todos ellos no saturados, como por ejemplo:

- Arenas o arcillas residuales, provenientes de areniscas o de basalto respectivamente.
- Grava arenosa con cementante limoso de origen aluvial.
- Arenas de origen eólico, ligeramente cementadas.
- Ceniza volcánica transportada por el viento y ligeramente cementada.
- Limos y arcillas de origen coluvial o eólico, cementadas con yeso

Como se puede observar de la lista anterior, que no es exhaustiva, los orígenes de los suelos colapsables son muy diversos, así como los climas donde se presentan, aunque tienden a ser mas frecuentes en las zonas áridas del planeta. (Correa, 1976).

2.1.3 Características de los suelos colapsables.

Todos estos suelos presentan estructuras de panal formadas por las partículas más gruesas, con altos valores de la relación de vacíos en estado natural y granos unidos mediante fuerzas proporcionadas por tensión capilar, adherencia de la arcilla o sales, depositadas al evaporarse el agua capilar o cohesión remanente por intemperismo en el caso de suelos residuales. (Correa, 1976).

La presencia de la arcilla en los suelos colapsables puede tener dos orígenes: por autogénesis o por depositación. Por autogénesis, cuando por ejemplo en suelos residuales, la alteración de feldespatos en presencia de agua produce partículas de arcilla que establecen contactos iónicos agrupándose estas paralelamente y llegando a establecer fuertes ligas cuando se secan los depósitos. Estos mismos depósitos pueden sufrir efectos de lavado al infiltrarse el agua y propiciar arreglos de las partículas arcillosas en forma de castillos de naipes (entre los granos de mayor tamaño), lo que junto con los efectos capilares establece las ligas. (Springall, 1974).

De acuerdo con la literatura rusa, un suelo es susceptible de colapso al saturarse si el grado de saturación es menor del 60% y si se cumple la ecuación 2.1

$$\frac{e_0 - e_{ll}}{1 + e_0} > -0.1 \text{----- Ec. (2.1)}$$

En donde:

e_0 = Relación de vacíos "in situ"

e_{ll} = Relación de vacíos en el límite líquido.

El criterio anterior puede ser arreglado como lo muestra la ecuación 2.2:

$$\frac{(\gamma_0)d}{(\gamma_u)d} < 1.1 \text{-----} \quad \text{Ec. (2.2)}$$

En la que:

$(\gamma_0)d$ = Peso volumétrico seco en estado natural

$(\gamma_u)d$ = Peso volumétrico seco en el límite líquido.

En los EE.UU., el criterio más utilizado es de Bureau of Reclamation. El cual se muestra en la figura 2.4 y parece que ha dado buenos resultados en México. (Correa, 1976).

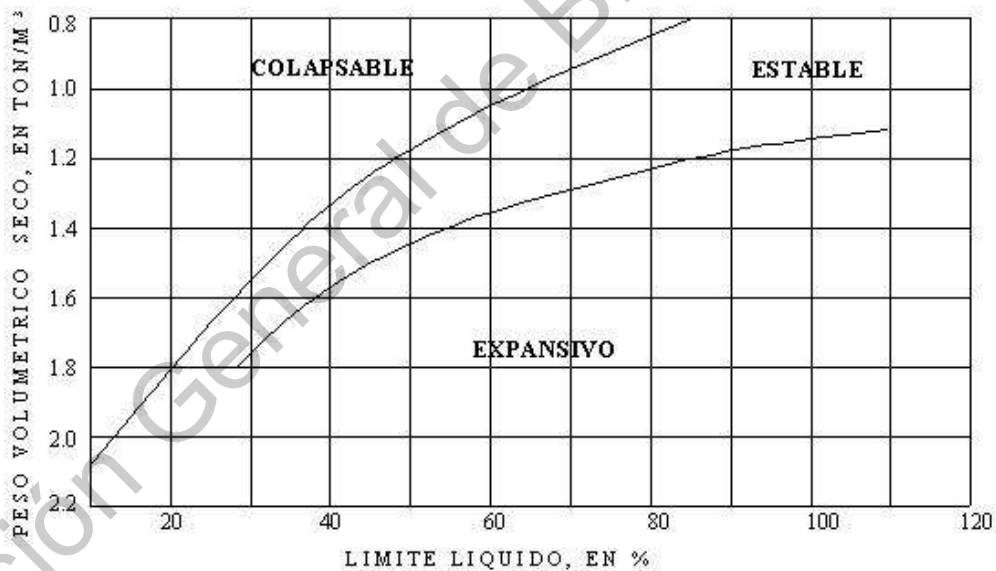


Figura 2.4 Grafica de Bureau of Reclamation. (Springall, 1974),

Los suelos colapsables suelen presentar gran variedad de formas y tamaños de partículas, con arenas, cantidades importantes de limo y, frecuentemente, un cierto monto de arcilla.

Cuando los granos de partículas más gruesas están rodeados por partículas de arcilla, el origen y la historia de esfuerzos de la fracción arcillosa son importantes. La arcilla puede ser residual o transportada. La residual deriva frecuentemente de reacciones entre feldespatos y agua. Cuando estas arcillas residuales están desecadas, el suelo en conjunto puede tener una resistencia muy alta, que puede abatirse rápida y considerablemente cuando el nexos arcilloso absorbe agua y los cristales de arcilla se hidratan y separan.

La figura 2.5 muestra un arreglo típico de arcillas residuales sirviendo de nexos entre granos más gruesos. Las partículas de arcilla adoptan una disposición paralela u orientada y sus granos tienden a separarse cuando el suelo absorbe agua, disminuyendo mucho la resistencia del conjunto.

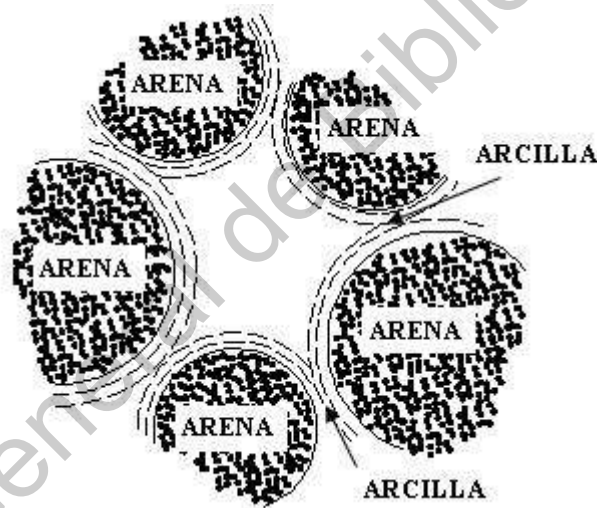


Figura 2.5 Disposición esquemática de nexos arcillosos residuales, en torno a granos de arena. (Rico, 1980)

En arcillas transportadas y depositadas en un medio continuo, tal como el agua, puede producirse una situación como la que se muestra en la figura 2.6, que esquematiza las partículas de arcilla acomodadas en estructura floculadas, rellenando el espacio entre los granos mas gruesos; esto es una consecuencia de la retracción del agua contenida en el suelo hacia los espacios entre las partículas mas gruesas, como consecuencia de la desecación. En estas condiciones se desarrollan en la arcilla grandes tensiones capilares.

Cuando una estructura como la de la figura 2.6 absorbe agua, se relajan las tensiones capilares preexistentes y se reduce mucho la concentración de iones en la fase fluida, esto quiere decir que se producen fuerzas de repulsión entre las partículas de arcilla y en una marcada tendencia a que la estructura floculada de dicha arcilla evolucione hacia formas más dispersas. Como consecuencia se produce una disminución en la intensidad del nexo que la arcilla ejerce entre las partículas más gruesas y una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del conjunto.

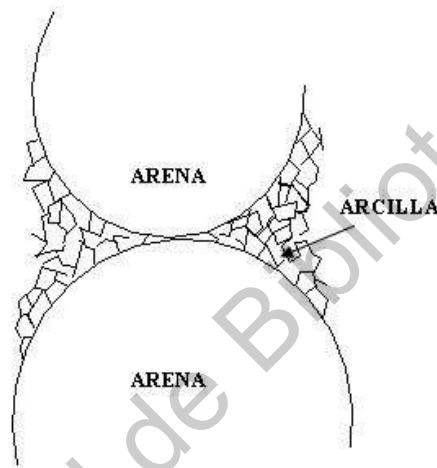


Figura 2.6 Disposición esquemática de nexos arcillosos transportados, en torno a granos de arena. (Rico, 1980)

El arreglo de la arcilla depositada que se muestra en la figura 2.6 no es el único posible; en otros casos la arcilla puede formar estructuras floculadas aisladas en grumos individuales, que actúan como granos independientes del tamaño del limo en lo que a tensiones capilares se refiere, pero que también ejercen un nexo de unión entre las partículas de arena, más grandes. También es posible que bajo condiciones apropiadas la arcilla contenida en el suelo se agrupe formando estructuras intensamente floculadas que ocupan todo el espacio entre los granos de arena, que pierden su contacto directo, llegando a la disposición que se muestra en la figura 2.7.

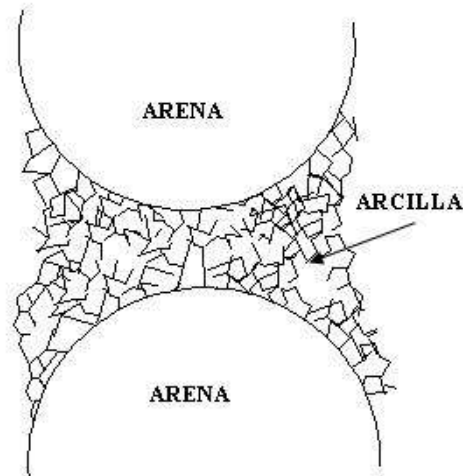


Figura 2.7 Otro arreglo posible de la fracción arcillosa en un suelo. (Rico, 1980)

Cuando ha estado sujeto a un proceso de intensa desecación, un arreglo como el de la figura 2.7 puede ser muy resistente y muy poco compresible, bajo cargas relativamente pequeñas, pero, aun cuando su contenido de agua no cambie, si las cargas aumentan considerablemente, la estructura de la arcilla puede colapsar bruscamente, teniendo arreglos mucho mas dispersos, con considerable deformación.

No solo las fuerzas capilares o los materiales arcillosos pueden servir de nexo cementante entre las partículas de limo o de arena; existen otros cementantes naturales, como los óxidos de hierro, por ejemplo.

El efecto de todos estos nexos entre las partículas de arena o de limo tiene otra influencia que se ha ponderado relativamente poco y es el impedir que los granos se muevan y acomoden en arreglos mas compactos, por lo que es relativamente frecuente que la fracción gruesa del suelo conserve una estructura muy suelta, por causa de la cementación. Este efecto también contribuye a producir deformaciones volumétricas grandes cuando por alguna razón cesa o se debilita. (Rico, 1980)

2.1.4 Fenómeno de colapso

En los suelos parcialmente saturados con una estructura abierta, al aumentar el grado de saturación debido a cambios ambientales o de otro tipo, pueden producir reducciones volumétricas irrecuperables sin que varíen las sollicitaciones externas del

suelo; es decir, sin aumento de la carga aplicada; este fenómeno se conoce con el nombre de colapso.

El colapso es uno de los fenómenos más característicos de los suelos parcialmente saturados y ha sido estudiado por numerosos autores, entre los que se pueden citar Dudley (1970), Jiménez Salas et al., (1973), Maswoswe (1985), entre otros, que exponen las características que debe tener un suelo para que en él ocurra un colapso:

- Estructura abierta, no saturada, tipo panal de abeja, capaz de reducir significativamente su volumen a expensas de una disminución del volumen de poros.
- Un estado exterior de carga suficientemente grande como para generar una condición metaestable para la succión aplicada.
- La existencia de enlaces entre partículas, que se debiliten en presencia del agua.

Según Jiménez Salas y Justo (1975) algunos materiales arcillosos de baja y mediana plasticidad presentan un comportamiento combinado de hinchamiento y colapso cuando se los satura. El cambio neto de volumen que experimenta un suelo arcilloso cuando se pone en contacto con el agua es la suma de dos términos, por un lado el hinchamiento que se produce al relajar las tensiones netas entre partículas y por otro el colapso que ocurre al fallar las uniones entre grandes partículas. La deformación que se atribuye al hinchamiento puede ser elástica no así la que corresponde al colapso. Esta última implica un reordenamiento de la estructura y es irreversible. (Barrera, 2002).

Sin embargo el colapso puede producirse por una combinación diferente de dichos factores. Por ejemplo estructuras no muy abiertas y cargas muy grandes o estructuras muy abiertas y cargas débiles, pueden provocarlo en determinados casos dependiendo de las características del suelo (porosidad en estado saturado, etc.) (Northey (1969), citado por Josa, 1988).

En un caso real de colapso del suelo de un estrato de terreno las deformaciones no serán, en general, uniformes en profundidad, debido a las diferentes propiedades y del

estado de esfuerzos en cada punto. En muchas ocasiones aunque el asentamiento se refleja en superficies, son capas profundas, sometidas a mayores presiones por la acción del peso del terreno, las que colapsan primero. Progresivamente, si es el caso, el colapso se va generalizando a otras capas. López Corral (1978a), citado por Josa 1988, indica que este colapso se produce en ocasiones en las capas profundas y en superficie, pudiendo existir un estrato intermedio pasivo debido a que las cargas exteriores llegan suficientemente amortiguadas y el peso del terreno no es excesivo. Este proceso, lógicamente, puede verse modificado por el propio estado del suelo en cada profundidad, o, por ejemplo, por la accesibilidad del factor que provoca el colapso (agua procedente de la rotura de una tubería, inundación superficial del terreno, etc.). (Barrera et. al, 2002)

El tipo de estructura que presente un depósito influirá en la magnitud del colapso y dependerá del proceso de formación del mismo. Por ejemplo, los de origen eólico, dependiendo de su granulometría, deberán su estructura a la acción de las fuerzas de tensión capilar, a las ligas entre partículas de arcilla, o bien como es frecuente a cementantes químicos introducidos inclusive después de haberse depositado.

La presencia de arcilla en los suelos colapsables puede tener dos orígenes: por autogénesis o por depositación. Por autogénesis, cuando por ejemplo, en suelos residuales, la alteración de feldspatos en presencia de agua produce partículas de arcilla que establece contactos iónicos agrupándose estas paralelamente y llegando a establecer fuertes ligas cuando se secan los depósitos. Estos mismos depósitos pueden sufrir efectos de lavado al infiltrarse el agua y propiciar arreglos de partículas arcillosas en forma de castillos de naipes, entre los granos de mayor tamaño, lo que junto con los efectos capilares establece ligas. (Springall, 1974).

2.1.5 Mecanismo de colapso

Un suelo que tiene tendencia a colapsar, en general es estable mientras el grado de saturación es inferior a un cierto límite, a partir del cual la llegada del agua puede debilitar suficientemente los enlaces existentes como para que se produzcan deslizamientos tangenciales en los contactos entre partículas. Los enlaces entre las partículas del suelo pueden ser de varios tipos:

- Enlace capilar que se presenta fundamentalmente en el caso de limos y arenas. Los meniscos que se forman en la interfase (aire-agua-partículas sólidas), generan fuerzas normales que aumentan las tensiones entre dichas partículas, rigidizando el conjunto. En el caso de las arcillas este fenómeno no es tan claro a nivel de partículas aunque es probable que ocurra a nivel de agrupaciones más grandes de las mismas. En cualquier caso si el grado de saturación crece por aumento de la humedad o por reducción del índice de vacíos, estos enlaces desaparecen con lo que el conjunto se debilita pudiendo llegar al colapso si la presión exterior aplicada es suficientemente grande.
- Enlaces con puentes de partículas arcillosas que unen entre sí partículas mayores de limo, arena o arcilla. Las partículas de arcilla que forman los puentes pueden ser de origen diferente, pueden haber sido transportadas por el agua, o estar allí desde la formación del suelo, o ser autogénicas por acción del agua intersticial sobre los feldespatos existentes. Estos puentes de arcillas pueden desaparecer o cambiar su estructura con la llegada del agua.
- Enlaces por cementación formados por el arrastre de sales, generalmente calcáreas, que precipitan en los huecos que dejan las partículas de arena. Si posteriormente estos suelos son sometidos a un lavado permanente, las sales pueden disolverse desapareciendo los enlaces y causando así una reordenación de la estructura.

Pueden existir otros factores que afecten al proceso de colapso, como la posible rotura de partículas al perder resistencia por humedecimiento (Delgado, 1986). También es importante considerar la naturaleza del agua que humedece al suelo, debido a que la existencia de sales o contaminantes, como ha sido ya indicado, pueden modificar el colapso. Así, Jiménez Salas *et al.* (1973) encuentran que en suelos que no contienen sales solubles el asiento se produce de una sola vez al inundarlos mientras que si contienen sales solubles, cada vez que se añade agua puede producirse un colapso adicional. Reginatto y Ferrero (1973) muestran los efectos que los cambios en solutos y en sus concentraciones producen en el colapso, utilizando agua potable, agua residual doméstica y agua con pH ácido, para intentar reproducir casos reales (rotura de

conducciones, agua de lluvia, etc.). El efecto fundamental se produce en estos casos sobre posibles cementaciones, que son afectadas con mayor o menor intensidad dependiendo de las características químicas del agua, o sobre los puentes de arcilla en los que la concentración de iones puede ser importante en su comportamiento. (Barrera et. al, 2002).

En todos los enlaces descritos la llegada del agua causa el mismo efecto: reducción de la resistencia al corte en los contactos entre partículas sólidas. Si esta resistencia cae por debajo del esfuerzo impuesto por las cargas exteriores aplicadas se produce el colapso que conduce a una nueva estructura capaz de resistir el nuevo estado de tensiones. Una vez que ha ocurrido el colapso la nueva estructura del suelo es estable y es incapaz de sufrir nuevos colapso a menos que cambie el estado tensional existente y/o el grado de saturación. Los ensayos de Booth (1975), Yudhbir (1982) y Maswoswe (1985) muestran que el colapso alcanza un máximo a partir del cual disminuye. El tipo de suelo y de estructura que se tiene en el suelo condiciona la magnitud del máximo de colapso y la presión para la que se produce (Barrera, 2002).

Cuando la cohesión es aparente y producida por la tensión superficial de los meniscos de agua, el colapso es inmediato por la saturación y el peso propio del material.

En el caso de que la cohesión entre las partículas de arena o limo sea proporcionada por arcilla sujeta a un proceso de contracción por secado de la resistencia al esfuerzo cortante de esta arcilla, estará dada por la ordenada S_0 que se muestra en la figura 2.8a, correspondiente a un esfuerzo normal efectivo σ_0 el cual pueda ser menor o igual a la carga de preconsolidación desarrollada en un periodo de intensa sequía. Al aumentar el contenido de agua, se provocará un proceso de expansión en la arcilla de 0 hacia 1 (Figura 2.8b) que producirá una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante de S_0 hacia S_1 . El colapso se verificara cuando la resistencia al esfuerzo cortante S_1 en la arcilla, sea igual al esfuerzo cortante producido por las cargas impuestas y el peso propio. En ese instante se perderá la cementación de los granos de limo y arena que formaban la estructura de panal y estos se reagruparan en una estructura simple en estado suelto con una relación de vacíos $e_2 < e_1$, lo cual ocasionara un hundimiento súbito de la superficie del terreno y una disminución de la resistencia de S_1 y S_2 .

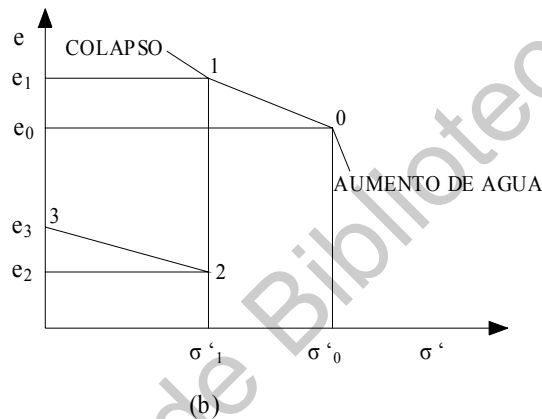
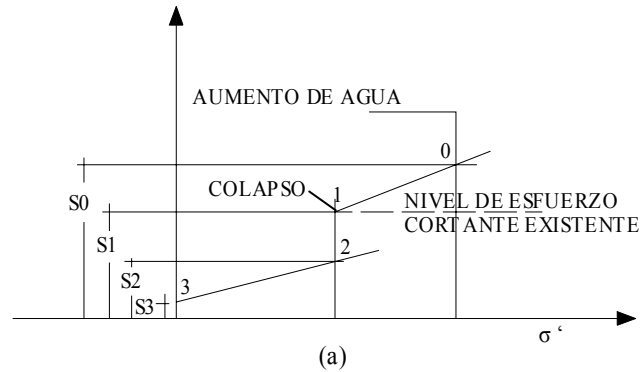


Figura 2.8 Grafica de colapso por humedecimiento. (Correa, 1976)

Otra posibilidad de falla de los contactos sería por tensión al quedar atrapado aire dentro de la arcilla en el momento de la saturación (“slacking”).

Jiménez Salas menciona que en los suelos limosos arcillosos cementados con yeso, la disolución del yeso por el agua puede ser la causa del colapso.

Reginatto y Ferrero han demostrado que el colapso puede también ocurrir cuando los líquidos que saturan al suelo tienen propiedades dispersivas de la fracción arcillosa, por lo que es importante investigar la naturaleza de los iones disueltos en el agua de saturación. (Correa, 1976).

2.1.6 Métodos de cuantificación del colapso.

La identificación de los suelos colapsables es un problema que se ha abordado bajo diferentes criterios. Existe el Bureau of Reclamations, propuesto por J. Bara, que

establece una grafica en base al peso volumétrico seco y al limite liquido del suelo, en la que se define una zona para los suelos colapsables y expansivos.

El de Dudley que establece rangos para el contenido de agua, limite líquido y el índice plástico del suelo, para los cuales la probabilidad de colapso es grande.

Hay otros criterios que se basan en la relación de vacíos para diferentes condiciones del suelo (por ejemplo cuando esta en su límite liquido, en su estado natural, o bajo una cierta presión), las cuales relacionadas en diferentes formas establecen coeficientes y rangos de ellos para evaluar la potencialidad de colapso de los suelos.

Hay quienes se basan en los contenidos de agua y limites de consistencia o densidades, como Gibbs.

Los criterios anteriores llevan a clasificar a los suelos desde un punto de vista cualitativo, y por lo tanto en ocasiones su aplicación es restringida, en vista de la gran variedad de orígenes y características propias de los suelos.

Un criterio para determinar cuantitativamente (aunque también con ciertas restricciones) el colapso de los suelos, es el de Jennings que se apoya en la doble prueba de consolidación, o bien programando series de pruebas en las que la saturación se realice conforme a las condiciones en que esta podría presentarse en la realidad.

El problema que presenta este tipo de suelos a las cimentaciones se manifiesta frecuentemente en las estructuras ligeras como casas habitación, ya que para estructuras mayores el desplante queda obligado por capacidad de carga, a profundidades en las que no existen estos suelos, o la saturación parcial o total es menos probable. (Springall, 1974).

Desde 1957 se ha estado usando la prueba doble de consolidación en la que el suelo se somete a compresión confinada en estado inalterado, bajo dos condiciones de humedad: en estado natural y en estado saturado. En la figura 2.9 se observa que no se llega a la misma relación de vacíos final cuando se carga la probeta y luego se satura que cuando se satura la muestra y posteriormente se carga, lo cual quiere decir que el fenómeno depende de la trayectoria de esfuerzos. Por otra parte de acuerdo con lo

anterior el fenómeno se produce por falla de cortante, principalmente, lo cual ha sido comprobado por Zur y Wiseman en 1973. (Correa, 1976).

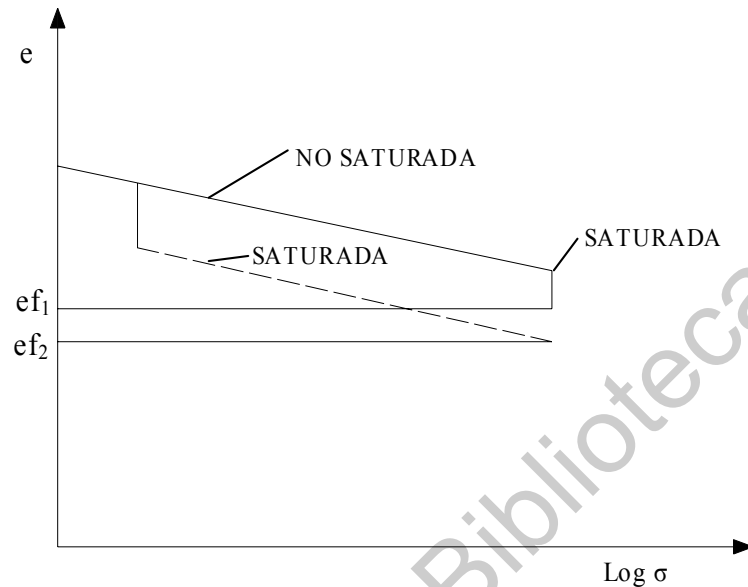


Figura 2.9 Fenómeno de colapso. (Correa, 1976)

2.1.7 Tratamiento de los suelos potencialmente colapsables

En donde se proyecta construir alguna obra civil y se confirma la presencia de suelos colapsables; se pueden tratar aprovechando su relativamente alta permeabilidad y según el espesor y el tipo de construcción mediante las siguientes formas. (Correa, 1976).

- Remoción del material colapsable cuando es económicamente factible hacerlo.
- Inundación para provocar el colapso. En este caso habrá que comprobar la posibilidad de licuación si se está en una zona sísmica.
- Inundando y aplicando compactación dinámica
- Impermeabilización para evitar la saturación.
- Tratamiento químico para lograr cimentación permanente de los granos del suelo.









- Construcción de pilas
- Calcinación del suelo para formar pilas de suelo apoyadas en materiales estables y resistentes.
- Inyección de lechadas de cal, cemento u otro.

2.2 Suelos expansivos

Determinados suelos (suelos expansivos) sufren fenómenos de hinchamiento de magnitudes considerables al aumentar su humedad. Aunque en general expansión se refiere expresamente a un aumento de volumen provocado en el proceso de humedecimiento manteniendo constante el estado de esfuerzo exterior. El proceso de expansión se produce cuando un suelo no saturado se humedece absorbiendo agua entre sus partículas y aumentando de volumen. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de los esfuerzos intergranulares al aumentar el grado de saturación. De hecho se pueden combinar estos dos fenómenos, absorción de agua y relajación de los esfuerzos, con un posible colapso, dependiendo de la estructura del suelo (densidad seca, presión exterior, etc.). En general, sin embargo, como ya se expondrá, la expansión está asociada a terrenos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, contrariamente a lo habitual en procesos de colapso. Los fenómenos de expansión pueden ir acompañados de procesos de retracción si se producen variaciones climatológicas o locales que desequen el terreno disminuyendo su volumen. Estas variaciones climáticas o locales pueden provocar alternancias humedecimiento–cesado con las consecuentes variaciones volumétricas asociadas. De acuerdo con Lambe y Whitman (1959) se considera que el potencial de expansión de los minerales arcillosos expansivos depende de la estructura de los cristales, de la estructura del grupo de cristales y de la capacidad de intercambio catiónico (Tabla 2.1). El mecanismo físico químico de la expansión ha sido estudiado profundamente y en los Proceedings de las Conferencias Internacionales sobre Suelos Expansivos se puede encontrar abundante información. Según Chen (1975), la expansión de las arcillas está relacionada con el mineral arcilloso que las constituye, la

capacidad de cambio de cationes, estructura del suelo, porcentaje de arcilla en el suelo, actividad y límites de Atterberg de las arcillas. Brackley (1975) afirma que parte de la expansión puede explicarse como una disminución de los esfuerzos intergranular debido a una disminución en la succión, lo que provoca una expansión elástica de la estructura del suelo. (Barrera et. al, 2002).

Tabla 2.1 Propiedades de los minerales arcillosos expansivos (Lambe, 1959).

PROPIEDADES	MINERAL		
	CAOLINITA	ILITA	MONTMORILONITA
Esquemas de la estructura G= lámina de Gibosita S= lámina de Silicato K= ión de potasio	 	  	  
Tamaño de las partículas	d = 0.3 a 3µm e = 1/3 a 1/10 d	d = 0.1 a 2µm e = 1/10 d	d = 0.1 a 1µm e = 1/10 d
Superficie específica	5-30	65-100	600-800
Capacidad de intercambio catiónico por 100g de arcilla	3-15	10-40	80-150
Forma de la partícula	Aplanada	Aplanada	Aplanada
Expansión máxima para una presión de 0.1 t/p ²	Despreciable	350	1500
Expansión máxima para una presión de 0.2 t/p ²	Despreciable	150	350

2.2.1 Definición de suelo expansivo

Se entiende por suelo expansivo como aquel que es susceptible de sufrir cambios volumétricos por cambios de humedad. Puede decirse que los suelos expansivos son un fenómeno que se origina por la presencia de un suelo arcilloso con mineral montmorilonita y un clima semiárido, donde la evapotranspiración potencial media anual es mayor que la precipitación media anual

La expansión, en cualquier tipo de suelo, se puede presentar por un alivio de esfuerzos, como el que provoca una excavación. En las arenas, la expansión por

descargas suele ser muy pequeña y por ejemplo, en las arcillas de la Ciudad de México se presentan expansiones que deben tomarse en consideración para desarrollar un procedimiento constructivo que se encargue de evitar en lo posible las expansiones.

El fenómeno capilar que se presenta en los suelos es una causa de aumento de los esfuerzos efectivos (intergranulares), cuando en un suelo como las arcillas se pierde el agua por un proceso de evaporación, se genera la tensión capilar que provoca la contracción del suelo. Una vez que el suelo ha disminuido su volumen por secado, también podrá aumentar dicho volumen si se restituye agua al suelo, la cual romperá el efecto de la tensión capilar. (Zepeda, 1989).

Los suelos expansivos generalmente no tienen problemas de capacidad de carga, sin embargo; son muy frecuentes los levantamientos de las estructuras en consecuencia de la falta de equilibrio de los esfuerzos internos que desarrolla el suelo con aquellos a los que es sometido, es decir; a la carga transmitida por la estructura (López-Lara, 2002).

Los cambios de volumen, ya sean debidos a modificaciones en el contenido de agua o a variaciones de la presión total que actúa sobre el suelo, dan como resultado una redistribución de esfuerzos del sistema suelo-estructura. Las presiones suelo-estructura que se originan pueden ser de importancia cuando también lo es la restricción del movimiento produciendo daños notables en las estructuras, si es que tal efecto no ha sido tomado en cuenta previamente.

Para que se manifieste el fenómeno de la expansión se necesita, además de la presencia de un suelo potencialmente expansivo; condiciones ambientales que generen cambios apreciables de humedad. Estas características se encuentran en regiones de clima monzónico, en donde las estaciones son muy marcadas y tienen periodos de sequía prolongados. Aunque con características diferentes, también aparecen en regiones semiáridas de las regiones con clima templado y tropical en donde el terreno se encuentra profundamente desecado y la evapotranspiración supera a la precipitación durante todo el año.

Algunas arcillas expansivas son al mismo tiempo suelos colapsables, es decir; para un estado de carga aplicada con pequeños aumentos de humedad se incrementa su volumen, pero con humedades mayores colapsa. Esto suele ocurrir sobre todo en arcillas

con estructuras floculadas y flojas en las que muchas veces, aún después de haberse expandido; continúan apareciendo huecos causados por el proceso de agrietamiento (Pousada, 1984).

El problema de suelos expansivos fue objeto de estudio por los especialistas en suelos hasta finales de 1930, en EUA. Comúnmente, si el propietario de una edificación encontraba grietas en los muros, atribuía sus causas a una mala construcción o a un sistema de cimentación incorrecto para el tipo de suelo. Para 1940, el uso masivo de losas de cimentación en la construcción provocó el aumento de la manifestación de daños en las estructuras causados por suelos expansivos.

A partir de 1970, la geotecnia en el ámbito internacional mostró un gran interés en los suelos expansivos. Los ingenieros de Canadá, Australia, Sudáfrica, Israel, EUA, y México han contribuido en gran forma al estudio y diseño apropiado de las estructuras apoyadas sobre suelos expansivos.

G. W. Donalson clasificó un patrón de materiales que pueden ser asociados con suelos expansivos en dos grupos. El primer grupo comprende las rocas ígneas. En estos suelos, el feldespato y los minerales piroxenos de las rocas se disgregaron para formar la montmorilonita y otros minerales secundarios. El segundo grupo corresponde a las rocas sedimentarias que contienen montmorilonita como un constituyente, en que las rocas se desintegran mecánicamente para formar los suelos expansivos (Chen, 1975).

Para que el problema de expansión se manifieste en mayor o menor grado, es necesario el conjunto que se describe a continuación:

- Un subsuelo compuesto de arcillas con propiedades expansivas.
- Cargas estructurales de reducida a mediana intensidad.
- Alteraciones en el contenido natural de humedad del terreno.

La magnitud del movimiento depende entonces de las propiedades físicas y químicas del suelo, de las características de la subestructura y del régimen hídrico de la región (Vallejos, 2000).

La realización inadecuada de obras tales como pavimentos, casas habitación, edificios comerciales y de servicios, provoca fallas en las estructuras debido al comportamiento inestable del suelo donde han sido apoyadas. Para comprender mejor el problema, debemos entender por “falla” las discrepancias entre los resultados esperados de un proyecto y lo que en la realidad se observa.

Tratándose de estructuras ligeras tales como casas habitación, en el proyecto se espera un adecuado comportamiento estructural sin deterioro ni defectos; y lo que se observa al cabo de un tiempo más o menos corto son ciertos desplazamientos y algunas deformaciones inexplicables, que en última instancia se manifiestan en la estructura mediante la aparición de grietas y desplomes en los muros, levantamientos de pisos y en algunas ocasiones daños en elementos estructurales (Trejo, 1989).

2.2.2 Propiedades físicas de los suelos expansivos.

Es de importancia para la Mecánica de Suelos conocer las características y proceso geológico de formación de los depósitos que constituyen los materiales del subsuelo, para visualizar el comportamiento de las masas en el campo. La desintegración mecánica produce fragmentos de roca, grava, arena y limo, es decir; divide la roca madre en sus fragmentos litológicos. La acción mecánica puede ser el resultado de movimientos terrestres, acción del hielo, viento y agua. La transformación química de los minerales que forman la roca, produce nuevas componentes mineralógicas que vienen a constituir desde materiales muy finos hasta coloides (Sánchez, 1979).

2.2.2.1 Génesis de las arcillas

Las arcillas se forman a partir de la alteración de rocas por meteorización, formando nuevas rocas y minerales pertenecientes a suelos de tipo sedimentario. Clasificados por su textura como clásticos, en ellas se mantienen ciertos materiales antiguos unidos por una matriz cementante. Así se determina la presencia común de cuarzo, carbonatos y feldspatos no alterados en las arcillas. El contenido de arcilla en un suelo o roca alterados es directamente proporcional a los factores climáticos

incidentes. Barbeta (2002) menciona que la cantidad de arcilla aumenta en función de la humedad y la temperatura, pasando a escala logarítmica para condiciones tropicales y subtropicales. Las principales propiedades de las arcillas que son de nuestro interés son:

a) Capacidad de intercambio de iones.

Las arcillas tienen capacidad de intercambio de iones con el medio acuoso, absorbiéndolos del agua o cediéndolos cuando los contiene en su composición. La mayoría de las arcillas pueden liberar álcalis, como el potasio y el sodio. Las arcillas más susceptibles de liberar álcalis son las montmorilonitas y versiculitas, siendo la caolinita e illita las menos peligrosas.

b) Plasticidad.

Las arcillas tienen la capacidad de absorber agua, convirtiéndose en un material coherente y moldeable, llegando incluso a comportarse como un fluido si absorbe suficiente cantidad de agua. Se dice que una arcilla es tanto más plástica cuanto más agua puede absorber sin convertirse en un fluido. Para cuantificar esta propiedad se han definido unos parámetros conocidos como límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico e índice plástico). Para el cálculo de dichos parámetros existen normas, como la Norma ASTM D4318.

c) Variaciones de volumen.

Al absorber agua, todas las arcillas aumentan de volumen en mayor o menor grado. Al secarse sucede lo contrario, sufren una retracción en su volumen, agrietándose con facilidad, fenómeno conocido como "shrinkage". Este fenómeno es muy frecuente en las llamadas "arcillas expansivas" tales como la montmorilonita y la vermiculita, y mucho menos importante en la caolinita e illita.

d) Floculación.

Los cristales de arcilla suelen ser de forma plana. Con frecuencia no tienden a apilarse unos sobre otros, sino a unir los cantos con las caras, dando lugar a grumos de arcillas muy porosos con estructura abierta (Barbeta, 2002). Una arcilla no floculada necesitará menos agua que otra floculada para fluir dado que tiene menos espacio entre

crisales. En cambio, una arcilla floculada se secará más fácilmente que otra no floculada y así tendrá menos riesgo de agrietarse.

En el suelo es poco habitual encontrar un solo tipo de arcilla; normalmente encontraremos una mezcla de varios tipos, aunque sí puede haber un tipo predominante. Por consiguiente las propiedades del suelo reflejarán el promedio de las propiedades de las arcillas que lo componen.

2.2.2.2 Zona activa de los suelos expansivos.

Los problemas de los suelos expansivos se producen generalmente como resultado de las fluctuaciones volumétricas que se presentan en un espesor de pocos metros, producto de las variaciones en el contenido de agua; el cual se ve influenciado por factores como el clima. Esta zona es generalmente definida como zona de fluctuación estacional o zona activa y no tiene el mismo espesor en un terreno desnudo que en uno cubierto por alguna construcción.

La variación de la humedad es máxima en la superficie, luego se amortigua con la profundidad para llegar a un punto en el cual el flujo estacional ya no afecta (figura 2.10). Por tanto, existe una profundidad definida de la capa activa, por debajo de la cual el suelo permanece estable.

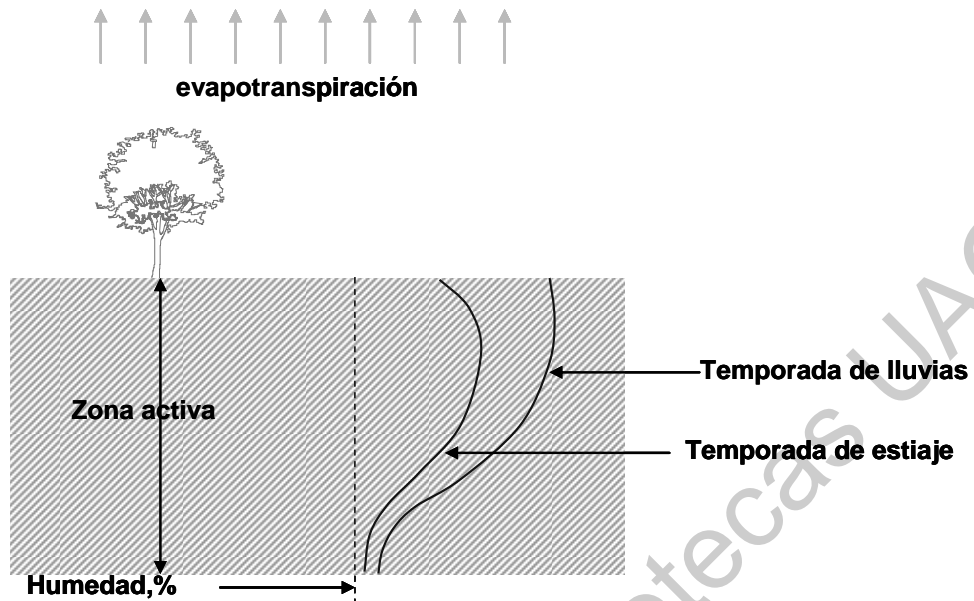


Figura 2.10 Zona activa de los suelos expansivos (López-Lara, 2002).

Se debe señalar que los cambios de humedad en el suelo pueden tener diversos orígenes y no solo por variaciones climáticas, sino también por ejemplo: las oscilaciones del nivel de aguas freáticas, fugas en instalaciones hidráulicas y drenajes; causas que no necesariamente son independientes (López- Lara, 2002).

La profundidad de variación de la humedad, por las estaciones del año, puede ser equivalente a la correspondiente a la zona activa si el material responde relativamente rápido a los cambios del clima. Sin embargo; la mayoría de los materiales no responden de esa forma, por tanto la profundidad de la zona activa generalmente es mayor que la profundidad por variación de la humedad estacional (Pérez, 1993). La historia del clima se ve reflejada en la zona activa por los extremos más áridos del pasado. Con base en ciertas experiencias, se visualizan dos reglas para estimar la zona activa:

- a) Para perfiles de succión versus profundidad, donde se muestre un valor relativamente constante con la profundidad en los niveles más bajos, la profundidad de la zona activa se coloca en la parte más alta del rango constante.

- b) Para perfiles de succión versus profundidad, donde se muestren curvas de forma de S o Z con la profundidad, la profundidad de la zona activa se pone abajo del primer cambio importante de la succión del suelo, en magnitud.

En general no existe una regla universal aplicable para establecer la profundidad de la zona activa (Zepeda y Flores, 2002). El reglamento de construcción del estado de Querétaro, México; indica que puede considerarse profundidad de la zona activa aquella a la cual la diferencia de contenido de agua no difiera en más de 1.0% en relación a una profundidad adyacente.

2.2.2.3 Humedad.

Para los especialistas en suelos es muy conocido que las arcillas en donde predomina la montmorilonita se expanden cuando se incrementa el contenido de agua, en tanto que en las arcillas donde la illita o caolinita predominan, la expansión se encuentra limitada. Sin tomar en cuenta el potencial de expansión, si la humedad de las arcillas permanece constante, no se producirán cambios de volumen; y las estructuras cimentadas sobre arcillas cuya humedad sea constante, no son sujetos a movimientos causados por expansiones. Cuando la humedad de la arcilla cambia, se genera la expansión vertical y horizontal.

No es necesaria una saturación completa para que se produzca la expansión, ya que un pequeño cambio en la humedad (del 1 al 2%), es suficiente para causar la expansión. En el laboratorio, se ha logrado expandir muestras de arcilla en el consolidómetro con pequeños cambios de humedad.

Se sabe que las viviendas apoyadas sobre suelos expansivos se agrietan cuando la humedad se incrementa debido a la humedad local. Si el suelo se satura (puede ser por el agua freática), la vivienda no está exenta de agrietarse. La humedad inicial de los suelos expansivos controla la cantidad de expansión. Esta afirmación se cumple en suelos no alterados y en estado remoldeado.

Las arcillas secas cuyo contenido natural de agua sea del 15%, pueden indicar mayor susceptibilidad a la expansión. Estas arcillas absorben fácilmente la humedad hasta en un 35% con resultados de expansión dañinos a las estructuras. Inversamente, las arcillas cuyo contenido de agua sea del 30% indican que puede darse una menor expansión (López-Lara, 2002). Sin embargo; muchas arcillas se secan debido al bajo nivel freático o a otros cambios de condiciones físicas y subsecuentemente serán propensas a humedecerse, causando nuevamente el potencial de expansión.

2.2.2.4 Densidad seca.

Se relaciona directamente con el contenido de agua inicial, la densidad seca de la arcilla es un índice de expansión. Generalmente los suelos con densidad seca alta tienen un alto potencial de expansión. Si al realizar una excavación sobre arcilla, el suelo se encuentra muy duro (semejante a una roca); indica que el suelo presentará problemas de expansión. La densidad seca de los suelos arcillosos se ve reflejada en los resultados de la prueba de penetración estándar. Las arcillas con una resistencia a la penetración mayor de 15 golpes, poseen un alto potencial de expansión (López-Lara, 1995).

2.2.2.5 Propiedades índice.

Estas propiedades son importantes en la clasificación de los suelos expansivos, para definir su comportamiento y relacionarlo con las propiedades mecánicas. La condición física de una arcilla en su estado natural depende principalmente de la historia de esfuerzos, del contenido de agua, la densidad y la presencia de grietas y fisuras. El incremento en la densidad está acompañado de una disminución en el contenido de agua. De manera que para un suelo desecado, la densidad y grado de saturación pueden ser tomados como representativos del comportamiento mecánico.

Las propiedades índice son útiles para calibrar un determinado tipo de material, pero al pretender correlacionarlos con materiales de otra región que tengan idénticos valores numéricos no puede garantizarse una semejanza en el comportamiento mecánico relacionado, debido primordialmente a factores influyentes como son la historia

geológica, condiciones ambientales y contenido en minerales de arcilla. La tabla 2.2 muestra una clasificación simplificada de las propiedades de expansión, de acuerdo a sus propiedades índice. Esta tabla puede ser utilizada por los diseñadores como una guía para seleccionar la mejor opción de cimentación sobre un suelo expansivo.

Tabla 2.2 Guía de estimación de cambio de volumen en suelos expansivos (Chen, 1975).

<i>Datos de campo y laboratorio</i>			<i>Probable expansión, % total del volumen cambiado</i>	<i>Presión de expansión, kg/cm²</i>	<i>Grado de expansión</i>
<i>Porcentaje que pasa la malla No. 200</i>	<i>Límite líquido, %</i>	<i>Resistencia a la Penetración Estándar, golpes/m</i>			
<i>>95</i>	<i>>60</i>	<i>>98.4</i>	<i>>10</i>	<i>>9.8</i>	<i>Muy alto</i>
<i>60-95</i>	<i>40-60</i>	<i>65.6-98.4</i>	<i>3-10</i>	<i>2.45-9.8</i>	<i>Alto</i>
<i>30-60</i>	<i>30-40</i>	<i>32.8-65.6</i>	<i>1-5</i>	<i>1.47-2.45</i>	<i>Medio</i>
<i><30</i>	<i><30</i>	<i><32.8</i>	<i><1</i>	<i>0.49</i>	<i>Bajo</i>

Para suelos cuyo grado de expansión sea medio, se recomiendan las zapatas aisladas, siempre y cuando el peso de la estructura se concentre en intensidades de 1.47 a 2.45 kg/cm². Para suelos de alto a muy alto grado de expansión, se debe tomar algunas consideraciones especiales para seleccionar un tipo de cimentación. En este caso, se pueden usar los pilotes con suficiente presión de carga muerta y suficiente anclaje en el terreno natural (Chen, 1975).

La tabla 2.3 muestra otra clasificación de los suelos expansivos en relación con las propiedades índice, conforme a la HUD/FHA (Department of Housing and Urban Development and the Federal Housing Administration) (Meehan, 1994).

Tabla 2.3 Clasificación de suelos expansivos de acuerdo a la HUD/FHA (Department of Housing and Urban Development and the Federal Housing Administration).

Grupo de suelo	Índice plástico ¹	Límite líquido	Clasificación de la expansión	Contenido de arcilla	Índice de expansión ²	Porcentaje de expansión ³
A	0-6	0-25	No expansivo	<10		Ninguna
B	6-10	25-30	Marginal	<10	<50	2-4
C	10-25	30-50	Moderadamente expansivo	15-25	50-90	4-7
D	25-50	50+	Altamente expansivo	25-35	90-130	7-12
E ⁴	50+	70+	Piedras arcillosas expansivas	>35	>130	>12

Notas:

La tabla 2.3 esta conformada por la clasificación de la HUD/FHA (Department of Housing and Urban Development and the Federal Housing Administration). Usada en la década de los 60's. El grupo de suelo E ha sido adherido por Meehan y Karp.

¹ El Índice Plástico es una prueba estándar de la muestra de suelo y es uno de los métodos universales de pruebas, confiables para suelos expansivos.

² Especificado por algunos códigos locales, especialmente en el sur de California.

³ Sobrecarga de 0.07056 kg/cm² (144 psf).

⁴ Valores típicos para arcillas altamente expansivas y también sirve como fuente de materiales para suelos aluviales y coluviales.

2.2.2.6 Fatiga de expansión.

Chen (1975), expresa que una arcilla que en el consolidómetro se deja expandir completamente y luego se deja secar hasta su contenido de agua inicial para posteriormente saturarse nuevamente, repitiéndose para un número de ciclos, se ha notado que se presentan signos de fatiga después de cada ciclo de secado y saturado.

Se ha notado que los pavimentos cimentados sobre suelos expansivos, donde las arcillas muestran movimientos estacionales debido a aumentos de humedad y secado, tienen una tendencia a llegar a un punto de estabilización después de algunos años. La figura 2.11 muestra una curva de fatiga de expansión. La fatiga de expansión se ha

investigado sobre pruebas de control de succión. La expansión durante el primer ciclo será más alta que los ciclos subsecuentes (Chen, 1975).

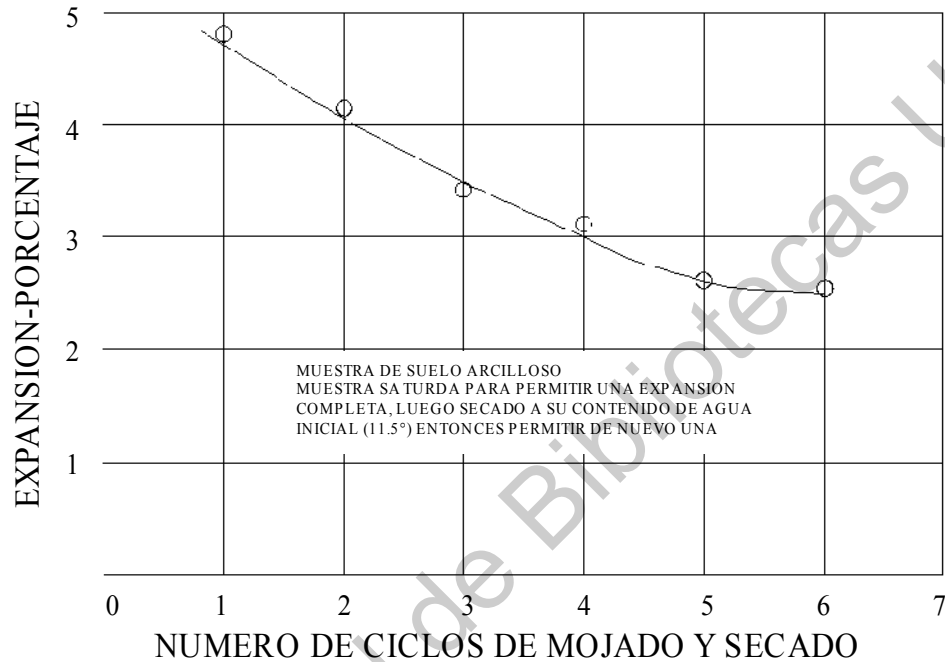


Figura 2.11 Fatiga de expansión (Chen, 1975).

El fenómeno de fatiga ha sido estudiado por muchos años en el área de pavimentos, en los diferentes materiales que constituyen los componentes estructurales de los mismos. Sin embargo aunque algunos trabajos han sido reportados hace algunos años en el área de la Mecánica de Suelos, la fatiga por expansión es poco conocida. El problema en los suelos expansivos puede tratarse análogamente al problema de cargas repetidas en pavimentos, la diferencia estriba en que en los suelos expansivos, el cambio en el estado de esfuerzos se debe a cambios en las condiciones de humedad y no a cambios en la aplicación de cargas (Pérez y Castañón, 1999).

El fenómeno de fatiga por expansión no ha sido investigado completamente. Pérez y Castañón (1999), reportaron un trabajo sobre la evaluación en el laboratorio de la fatiga

de expansión de un suelo de Querétaro. Durante el proceso de ensaye se realizaron mediciones de succión, se controló la temperatura y la humedad relativa.

En dicha investigación se utilizó el odómetro modificado en el cual se confina lateralmente el espécimen de manera que la expansión ocurre únicamente en el sentido vertical. Hasta la publicación de su artículo, se habían realizado cuatro ciclos de humedecimiento – secado. Las curvas que muestran los cambios de volumen en los diferentes ciclos reportan que el cambio de volumen disminuye conforme se aumenta el número de ciclos.

2.2.2.7 Factores que influyen en la expansión y contracción del suelo.

Los cambios de humedad que originan la expansión y contracción en un suelo expansivo, pueden ser inducidos por cambios climáticos, por la influencia de la temperatura y la vegetación, por la topografía, el tipo de estructura, la cimentación, infraestructura actual de la zona, fugas en tuberías de agua y drenaje, etc; de forma que si la humedad permanece constante, el suelo no presentará cambios volumétricos en su estructura.

Dentro de los factores que influyen en el mecanismo de expansión y contracción del suelo, se han considerado:

1. Las características del suelo; incluyendo las propiedades mineralógicas y químicas del suelo, que determinan la capacidad de contener agua absorbida en su estructura; así como las propiedades de plasticidad y densidad que son un reflejo de los factores a microescala que afectan su comportamiento. Los minerales que típicamente causan cambios en el volumen del suelo son las montmorilonitas y algunas capas de otros minerales mezcladas. Las ilitas y caolinitas no son con frecuencia expansivas, pero pueden causar cambios de volumen cuando el tamaño de las partículas es extremadamente fino (menos de una décima de micra).

2. Las condiciones ambientales traen como consecuencia un incremento o decremento en la humedad del suelo y por ende una variación en su volumen; las cuales son correlativas a la variación de la tensión capilar y los esfuerzos efectivos del suelo. En tiempo de estiaje el suelo expansivo experimenta una contracción en su estructura y el espaciamento entre sus partículas es más cerrado.
3. El fenómeno de la succión que se presenta en los suelos es causa del aumento en los esfuerzos intergranulares; cuando en un suelo, como las arcillas, se pierde el agua por un proceso de desecación, se genera el aumento de la succión, provocando la contracción del mismo. Caso contrario, en época de lluvias, el suelo tiene un incremento en la humedad de la estructura, el espaciamento entre sus partículas es mayor y se dan incrementos en su volumen. En estas condiciones, el potencial de expansión, la capacidad de absorción de agua y la succión disminuyen, hasta llegar a ser prácticamente nulos.

La succión del suelo es un factor importante en el control de las propiedades mecánicas de los suelos parcialmente saturados. Los métodos más recientes y con mayor rango de aproximación en la estimación del potencial y magnitud de la expansión se basan en la succión del suelo, ya que el cambio volumétrico del suelo está relacionado con el cambio de succión del mismo; este parámetro es una propiedad intrínseca del suelo.

4. La topografía del terreno es un punto importante a considerar en estructuras cimentadas sobre suelos parcialmente saturados con altos contenidos de mineral montmorilonítico. Es importante proporcionar un buen drenaje al terreno para impedir encharcamientos y acumulaciones de agua que den origen a expansiones volumétricas.
5. El estado de esfuerzos es un factor decisivo en la expansión o contracción del suelo. La historia geológica de esfuerzos a que el suelo ha estado sometido influye

considerablemente en la magnitud del cambio de volumen para una humedad y densidad dada. El suelo deberá estar en equilibrio con los esfuerzos externos a los que está sometido, de lo contrario se da lugar a una modificación del espaciamiento entre las partículas que lo forman para alcanzar dicho equilibrio. Las arcillas floculadas tienden a ser más expansivas que las arcillas dispersas. La estructura es alterada por la compactación con alto contenido de agua o remoldeo. Se ha demostrado que la compactación por amasado crea estructuras dispersas con un potencial de expansión mayor que suelos estáticamente compactados con bajos contenidos de agua (López-Lara, 2002).

Un suelo preconsolidado es más expansivo que el mismo suelo en la misma relación de vacíos, pero normalmente consolidado. La presión de expansión puede crecer conforme la edad geológica de las arcillas, pero se ha demostrado que esto no afecta la cantidad de expansión bajo cargas ligeras.

El estado inicial de esfuerzos en un suelo debe ser estimado para evaluar las probables consecuencias de cargar la masa del suelo y/o alterar la condición de humedad de ésta. La expansión en cualquier tipo de suelo también puede ser ocasionada por un alivio de esfuerzos como el provocado por una excavación, que en el caso de las arcillas con baja cohesión y alto contenido de agua, presentan expansiones que deben tomarse en consideración; además de los cambios de humedad que sufre el suelo al estar expuesto al medio ambiente.

2.2.2.8 Factores que desequilibran el suelo.

Cuando el hombre interviene el terreno, altera el equilibrio que la naturaleza establece entre el suelo, la vegetación y el clima. Al edificar, o simplemente cubrir el terreno, se interrumpe su equilibrio pues se altera el gradiente térmico existente en el subsuelo y se producen fenómenos de migración de agua y acción capilar. Esto ocasiona un aumento desigual de la humedad en la zona activa, el cual es menor en el centro del área cubierta, y por lo tanto se produce una expansión desigual del terreno.

En terrenos de intensa dinámica fluvial el cambio estacional del clima produce fluctuaciones del nivel freático que también ocasiona cambios de humedad/succión desiguales en el subsuelo. En las zonas donde hay evidencias que existen paleodrenajes en el subsuelo, el gradiente hidráulico en ellos es más alto y la humedad del terreno se incrementa durante la temporada lluviosa, ocasionando expansiones desiguales del terreno. La vegetación y especialmente las raíces de los árboles ornamentales que se siembran al urbanizar los terrenos, al extraer el agua que necesitan para su supervivencia rompen con el equilibrio de humedad en el subsuelo. En los meses del año en que la evapotranspiración excede a la precipitación se reduce desigualmente la humedad de la zona activa. Se presenta mayor reducción de humedad en las áreas descubiertas y con mayor vegetación, mayor succión y por lo tanto se produce una mayor contracción del terreno en estas áreas.

Se han reportado casos de asentamientos producidos por árboles cuando han sido sembrados en las cercanías de las edificaciones, y el suministro de agua es deficiente ya sea por el clima o por reducción excesiva del área descubierta expuesta a la lluvia. La sustitución selectiva de los árboles ha restablecido el equilibrio dinámico del subsuelo y ha detenido el proceso de desecación y asentamiento (Villafañe y Coronado, 2000).

Otro de los factores que desequilibra la humedad/succión del suelo, es el movimiento de tierras que se realiza previo a la construcción de las edificaciones. Primero se retira la capa vegetal, la cual debido a su baja permeabilidad protege al subsuelo de la evaporación y de la infiltración. Seguidamente se coloca una o varias capas de un material granular. En muchos casos se reemplaza la capa vegetal por terraplenes, dejando al terreno en condiciones críticas para el control de los cambios de humedad, pues la evaporación aumenta en la época de estiaje y la infiltración se incrementa en la temporada de lluvias.

Las fugas de las redes de agua potable y alcantarillado se acumulan en el relleno y también incrementan las expansiones diferenciales de la zona activa (Villafañe y Coronado, 2000).

2.2.3 Mecanismo de expansión

2.2.3.1 Historia y estado de esfuerzos “in situ”.

En la mecánica de suelos clásica que considera la ley de esfuerzos propuesta por Terzaghi, aplicable al caso de suelos saturados, resulta relativamente sencilla la determinación del esfuerzo total, la presión de poro y; por la diferencia entre ambas presiones, el esfuerzo efectivo. La historia de esfuerzos toma importancia a través de la carga de preconsolidación que identificamos en la curva de compresibilidad de suelos finos, que se considera como la carga máxima a la que ha sido consolidado un suelo en su historia geológica.

Se dice que un suelo es normalmente consolidado cuando la carga de preconsolidación que se obtiene de la curva de compresibilidad resulta del mismo rango que el esfuerzo vertical efectivo actual estimado “in situ”; si resulta que el esfuerzo efectivo actual es inferior que la carga de preconsolidación determinada experimentalmente, entonces se asigna al suelo el término de “preconsolidado”.

La historia de esfuerzos para un suelo fino no saturado resulta más compleja que la del suelo saturado y que lo ha sido así siempre. En el caso particular de los suelos expansivos existen, además del efecto del peso propio del material, el de los cambios estacionales, tanto el que puede ser consecuencia de situaciones recientes; como también los procesos acaecidos desde su origen y los efectos climáticos y ambientales que dejan testimonio de ciclos de hidratación y deshidratación ocurridos miles de años atrás, con la consecuencia de contracciones y expansiones y del agrietamiento sufrido por la desecación, la influencia de la vegetación, pastos, árboles y diversas plantas que se pueden desarrollar en la superficie del suelo. Además, la superficie del suelo de hoy no existía antes. El suelo arcilloso formado hace miles de años, pudo estar expuesto a condiciones ambientales y climáticas diferentes a las del presente.

La predicción de las expansiones o asentamientos de un suelo, requiere del conocimiento de las condiciones de esfuerzo presentes in situ y de las que se tendrán en el futuro. La diferencia entre ambas dará como resultado el cambio de volumen que podrá ocurrir, de ahí la relevancia de conocer apropiadamente las condiciones del estado de esfuerzos prevaleciente en un momento dado in situ.

A partir de pruebas realizadas en el oedómetro, es factible lograr un acercamiento al valor de los esfuerzos in situ. Evidentemente, en la medida en que se logren obtener muestras representativas del suelo, los resultados experimentales serán satisfactorios y confiables. Dicha labor no es sencilla a causa del agrietamiento que les caracteriza (Zepeda y Flores, 2002).

2.2.3.2 Migración y transferencia del agua.

La migración del agua depende de la formación geológica, las condiciones climatológicas, las características topográficas, tipo de suelo y el nivel freático. Comúnmente la migración del agua se realiza por gravedad. La filtración del agua superficial, precipitación, y el derretimiento de nieve son algunos ejemplos. La migración del agua se desplaza en todas direcciones. Dependiendo de las condiciones del nivel freático, el flujo puede ser ascendente. En arcillas rígidas y en pizarras de la capa rocosa, el flujo se presenta en capas planas o en fisuras y fracturas continuas. Las grietas de contracción que se desarrollan debido al secado superficial crean un fácil acceso del agua hacia el subsuelo.

En suelos naturales el contenido de agua de suelos parcialmente saturados, generalmente se encuentra en equilibrio con la cantidad de evaporación y transpiración en la superficie del terreno. Cuando el área se cubre por edificios o pavimentos, la evapotranspiración es eliminada generando un equilibrio más estable. Este nuevo equilibrio requerirá el flujo de agua o una humedad compatible con las nuevas condiciones. Las fuerzas que se generan con el cambio de humedad se llaman succión del suelo.

2.2.3.3 Origen de los cambios de humedad.

Los cambios de humedad del suelo se derivan principalmente por el agua superficial, causando la ascensión del nivel de agua freática por medio de la infiltración. Las fuentes de donde proviene el agua superficial son las siguientes:

a) Precipitación.

Antes de construir cualquier conjunto habitacional, la precipitación escurre libremente, infiltrándose al suelo una pequeña porción de la precipitación. Con la construcción de un edificio, la precipitación se infiltra por medio del suelo que generalmente queda flojo alrededor del edificio, además de que el escurrimiento natural se llena de obstáculos, acumulando agua en ciertos sectores en lugar de salir del sitio.

b) Riego de césped.

Después de que se completa la construcción del edificio, el riego de césped crea condiciones de ascensión del nivel de agua freática. Es lógico pensar que una gran cantidad del agua de riego se infiltrará a través de los suelos superiores y quedará atrapada en la superficie del estrato rocoso. Este problema se acentúa con el hecho de que la mayoría de los propietarios utilizan un exceso de agua para el riego del césped, alterando las condiciones naturales del suelo.

c) Fugas en las líneas de tuberías.

Normalmente este tipo de problemas se manifiestan mucho tiempo después de haber iniciado, porque el suelo tenderá a saturarse y la cimentación opone una cierta resistencia a los primeros indicios de expansión, sin embargo; al continuar la saturación del suelo, llegará a un punto en que la expansión ya desarrolló problemas en la estructura (grietas en pisos y muros). Algunos investigadores proponen que las tuberías de agua potable y drenaje, sean revestidos con algún tipo de aislante (como el poliducto) que evite la infiltración del agua en el suelo.

2.2.3.4 Variación de la profundidad del agua.

Kraynski explicó la relación del contenido de agua con la profundidad, en un suelo homogéneo (figura 2.12). Una curva (1) muestra el perfil de humedad para un área cubierta, en este caso no existen cambios atmosféricos. El contenido de agua del suelo disminuye con la profundidad. Una segunda curva (2) indica la variación del contenido de agua con la profundidad en la misma área; en condiciones naturales (sin recubrimiento).

La evaporación genera pérdida de agua en el suelo más superficial. Sin embargo; la influencia de la evaporación decrece conforme aumenta la profundidad (Hd) y en algunos casos el contenido de agua permanece en equilibrio. Kraynski llamó a esta profundidad como "profundidad de secado". El valor Hd (figura 2.12), depende de las condiciones climatológicas, tipo de suelo y la localización del nivel freático.

Esta profundidad representa el espesor del material que tiene un potencial de expansión. Sin embargo, no es fácil determinar el valor de Hd. En los climas más extremos, la profundidad de secado es mucho mayor. La profundidad máxima Hd es igual al nivel freático, y la profundidad mínima es la que se genera por la variación temporal del contenido de agua.

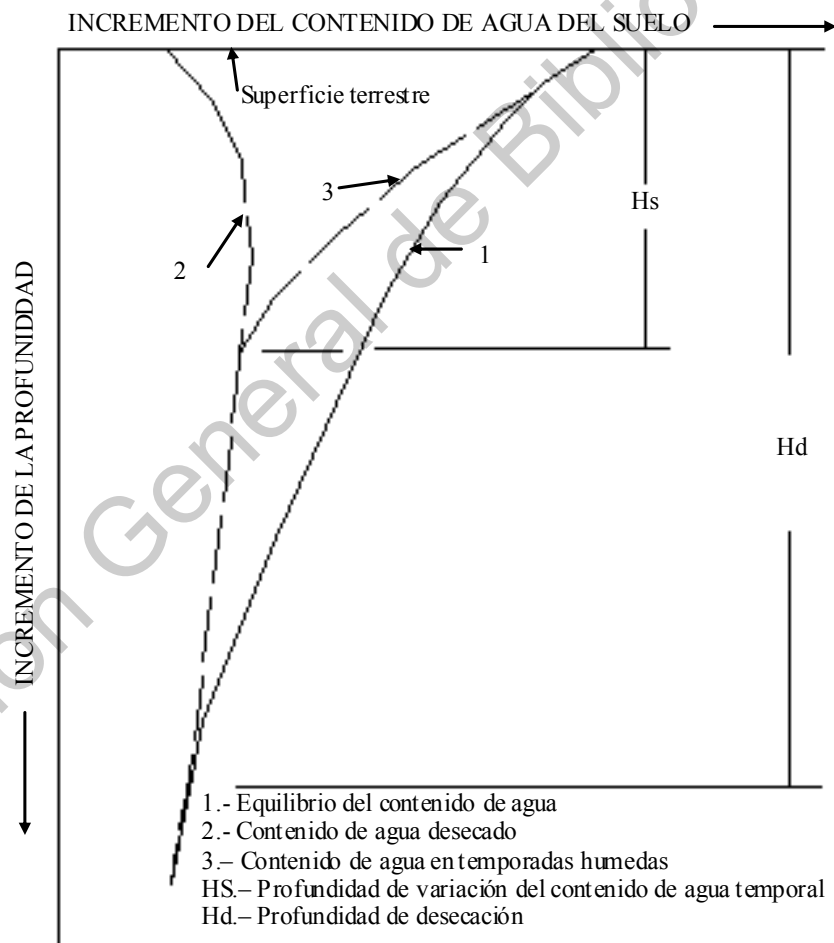


Figura 2.12 Variación del contenido de agua con la profundidad (López, 2002).

Durante la temporada de lluvias el contenido de agua superficial se incrementa y el perfil de la humedad descrito por la curva 2 se altera para formar la curva 3. La parte alta de la curva 3 puede extenderse más allá de la curva 1 en temporadas muy lluviosas y detrás de la curva 2 en la temporada de sequía. La variación del contenido de agua (H_s), indicado en la figura 2.12 depende de la variación de humedad en la superficie, la permeabilidad del suelo y las condiciones climatológicas. En lugares donde la precipitación y la evaporación son constantes, la profundidad H_s puede ser de apenas unos centímetros. Después de una larga sequía, con las primeras lluvias, la profundidad H_s puede llegar a más de 3 m.

Debe notarse que la evaluación de la profundidad H_s indicada en la figura 2.12, no considera el ambiente artificial. Esto es el regado de pasto, formación de canales de drenaje y pantanos, así como la posibilidad de fugas en líneas de agua potable y drenaje. No es raro que la profundidad H_s alcance hasta 7.6 m. Cuando los suelos son cubiertos, la evaporación es bloqueada o parcialmente retardada. La humedad bajo del área cubierta se incrementa por migración gravitacional y capilaridad, y en el transcurso de varios años; la variación de la profundidad del contenido de agua temporal H_s puede acercarse a la profundidad de secado H_d , la cual queda definida por el concepto de capa activa.

El cambio de las condiciones naturales del perfil de humedad de un suelo expansivo representados por las curvas 1, 2 y 3 en la figura 2.12, son la causa de daños para condiciones de suelos cubiertos. Cuando la transferencia es un proceso lento, no es raro que los daños a los edificios aparezcan tiempo después de ser ocupados.

Durante la realización del peritaje de un edificio agrietado, no es común encontrar incrementos en el contenido de agua del suelo bajo el área cubierta o en las colindancias del área del edificio. (López-Lara, 2002).

2.2.4 Distribución geográfica de los suelos expansivos.

Los suelos potencialmente expansivos se pueden encontrar en cualquier parte del mundo. En las naciones subdesarrolladas muchos de los problemas por suelos expansivos aún no han sido estudiados. Se puede esperar que conforme pase el tiempo se encontrarán más regiones con suelos expansivos, dependiendo del incremento en el número de construcciones. En la figura 2.13 se indican las zonas potencialmente expansivas, que son limitadas por regiones semiáridas de las zonas de climas tropicales y templados.

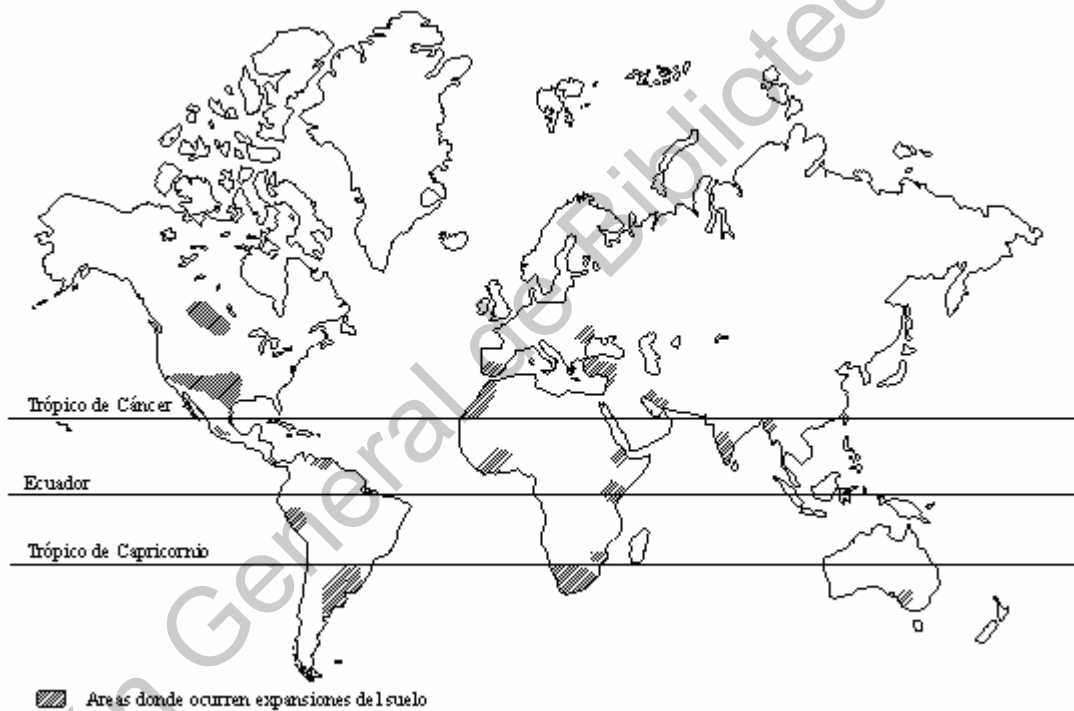


Figura 2.13 Distribución de casos reportados de arcillas expansivas en el mundo (Zepeda, 1989).

En la tabla 2.4 se nombran los países en que se ha reportado la presencia de suelos expansivos.

Tabla 2.4 Países que reportan presencia de suelos expansivos.

Angola	Cuba	Israel	Mozambique
Argelia	Ecuador	Irak	Myanmar
Argentina	España	Irán	Perú
Australia	Etiopía	Kenia	Rusia
Brasil	EUA	Malaba	Sudáfrica
Canadá	Ghana	México	Turquía
Colombia	India	Marruecos	Venezuela

Basándose en la zonificación de los suelos expansivos de la Republica Mexicana, posiblemente muchas otras ciudades de nuestro país y/o lugares cercanos a ellas tendrán problemas por este tipo de suelo. La figura 2.14 muestra las zonas afectadas por problemas de expansión de suelos.

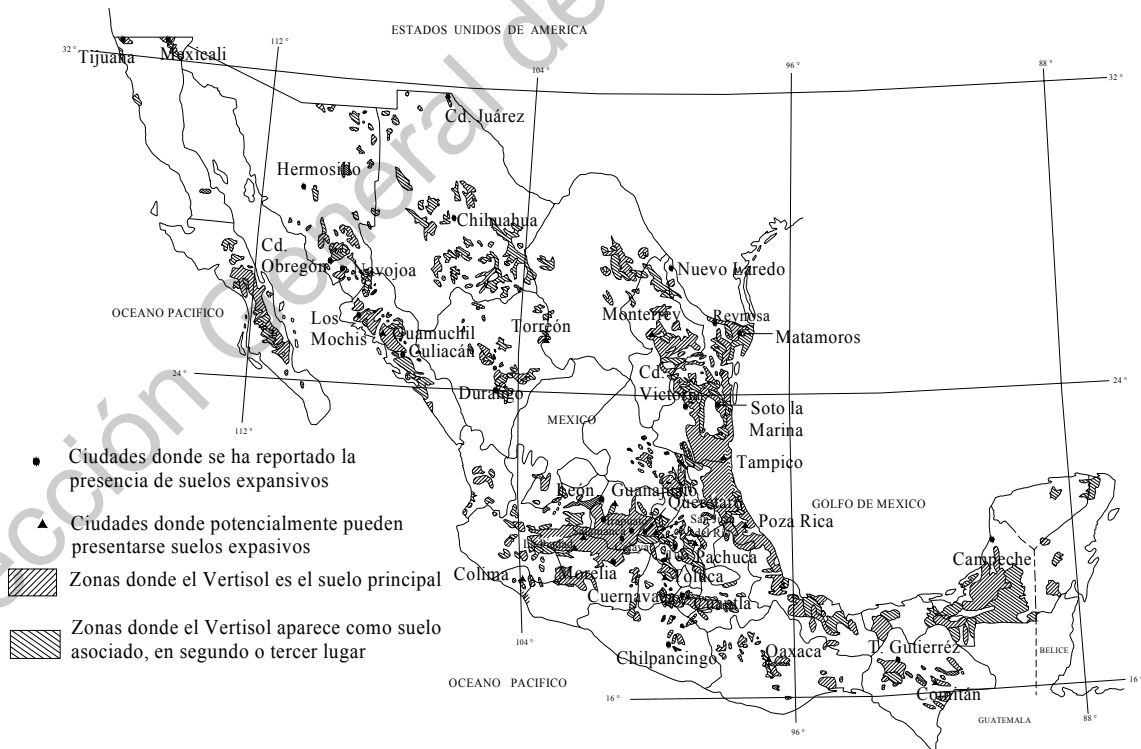


Figura 2.14 Zonas potenciales de suelos expansivos en la República Mexicana (Zepeda, 1989).

Aproximadamente un 12% de la superficie del país esta cubierta por depósitos arcillosos potencialmente expansivos (Zepeda, 1989).

2.2.5 Proceso de expansión

El proceso de expansión (hinchamiento) de un suelo viene afectado por una serie de factores que condicionan su evolución y magnitud. Gromko (1974) resume estos factores en los siguientes:

- *Tipo de minerales y cantidad.* De acuerdo con lo indicado en el apartado anterior, cuanto más potencialmente expansivas sean las partículas o en mayor proporción estén, más importantes será la expansión.
- *Densidad seca.* A igualdad de otros factores (misma humedad, etc.) cuanto mayor es la densidad seca de un determinado suelo mayor es su potencial de expansión. La presión necesaria para que el suelo no se deforme al humedecerse y tender a expandir es también dependiente de la densidad seca, tal como exponen Chen (1973).
- *Estado de esfuerzo.* Cuanto mayores son las presiones a que se ve sometido el suelo, menor es su expansión. Esta expansión puede ser nula o incluso negativa (colapso) si el estado de esfuerzo es suficientemente importante. Diversos autores comprueban o describen este fenómeno. También se ha comprobado que la historia de esfuerzos puede influir en la expansión del suelo. Así, por ejemplo, aparte de lo acabado de indicar, sucesivos humedecimientos y secados reducen la expansión producida en cada proceso de humedecimiento respecto del primero.
- *Estructura del suelo.* Lógicamente la existencia de cementaciones reduce la expansión de un suelo al ser éste capaz de oponerse en mayor grado a las deformaciones. Seed y Chan (1959) indican la amplia evidencia existente en que estructuras floculadas presentan una mayor tendencia a la expansión que estructuras dispersas. Asimismo exponen que la retracción es mucho menor en el primer tipo de estructura citado que en el segundo. Este comportamiento está relacionado con los diferentes contactos existentes entre las partículas arcillosas en

cada una de ellas (cara–borde o cara–cara). Gromko (1974), indica que el remoldeo del suelo puede reducir su rigidez y su resistencia al corte aumentando la expansión. Este es el caso, por ejemplo, de que existan cementaciones o enlaces entre partículas que son eliminadas en el proceso de remoldeo. Por otro lado estructuras de suelo dispersas con las partículas orientadas preferentemente en una dirección pueden producirse respuestas anisótropas de la deformación al humedecer o secar. En este caso, lógicamente, las deformaciones serán mayores en la dirección perpendicular a la correspondiente a las partículas.

- *Tiempo.* El tiempo es un factor muy importante en el proceso de expansión. La impermeabilidad asociada a la mayor parte de suelos arcillosos expansivos hace que el humedecimiento o desecación y las consecuentes deformaciones volumétricas sean en general lentas. Dependiendo de las condiciones de filtración, geometría del terreno, su naturaleza, etc. el fenómeno de expansión será más o menos prolongado, pudiendo durar años.
- *Fluidos intersticiales.* Ya ha sido expuesta la influencia que puede tener la existencia y concentración de iones en el agua intersticial de acuerdo con los mecanismos de expansión. Gromko (1974) añade que altos pH del agua favorecen la disociación catiónica y que el aire ocluido puede ser comprimido por las presiones de expansión reduciéndolas.
- *Humedad.* Al igual de otros factores la humedad del suelo influye también en la magnitud de la expansión. Cuanto menor es la humedad mayor es el potencial de expansión por cuanto el suelo es capaz de absorber mayor cantidad de agua. Diversos autores correlacionan el contenido de agua del suelo con la magnitud de expansión, por ejemplo, Vijayvergiya & Ghazzaly (1973), mencionan que la presión necesaria para evitar la expansión al humedecer también depende de la humedad inicial en contra de lo indicado, por ejemplo, por Chen (1973) que encuentran que tan sólo depende de la densidad seca del suelo.

De acuerdo con los factores indicados, en un proceso de compactación la expansión del suelo estará directamente relacionada con el método utilizado, energía de compactación o la humedad inicial. Compactaciones por el lado seco, en general

tendientes a mantener estructuras floculadas y con menores humedades, podrán producir mayor expansión y viceversa. Mayores energías de compactación llevarán al suelo a mayores densidades secas pudiendo asimismo expandir más. Compactaciones estáticas, manteniendo estructuras más floculadas, generarán mayores expansiones que compactaciones por impactos o amasado. En un caso real de expansión del suelo el hinchamiento producido vendrá condicionado por diversos factores:

- Estado del terreno (tipo de suelo, condiciones iniciales, espesores de los estratos, estado de esfuerzos, sobrecarga, nivel freático).
- Accesibilidad del agua y condiciones climáticas (régimen de lluvias, alteraciones de la infiltración a causa de la existencia de construcciones o de la desaparición de arbolado y vegetación, rotura de tuberías).
- Tiempo.

Dependiendo de estos factores, la humedad del terreno podrá sufrir variaciones cíclicas con sucesivas expansiones y retracciones o, tras alguna modificación tender hacia un estado estacionario. Otro factor a considerar es la posible existencia de fisuras producidas en procesos de retracción, que modifican las condiciones de acceso del agua favoreciendo su penetración. Las modificaciones estacionales, sin embargo, afectan en general a un estrato limitado de terreno que, aunque dependiendo del clima y de las propias condiciones del terreno, llega a ser del orden de 1 a 3 m, llamado *capa activa*. Con respecto a la identificación de los suelos expansivos y a la cuantificación del potencial de expansión puede encontrarse un tratamiento amplio del tema en Snethen (1984), Dhowian *et al.* (1987) o Josa (1988). (Barrera *et. al*, 2002).

2.2.6 Identificación y clasificación de los suelos expansivos.

Antes de tomar alguna determinación y emitir cualquier recomendación sobre el tipo de cimentación, es necesario, la plena identificación del tipo de material con el que se está tratando. La identificación de los suelos expansivos comprende dos etapas importantes. La primera es el reconocimiento y la segunda es el muestreo y medición de las propiedades del suelo.

En el caso de los suelos expansivos, en un terreno que recientemente haya perdido humedad y no se manifieste tránsito sobre éste, se apreciará una serie de grietas como consecuencia de la contracción del suelo. Si se toma un poco de material y se agrega cierta cantidad de agua tendrá una consistencia pegajosa y plástica. Para la medición de las propiedades de los materiales se pueden emplear varias técnicas que conducen a tal objetivo. Sanchez (1979) Menciona que de acuerdo a la naturaleza de las observaciones se pueden agrupar dos métodos diferentes para el reconocimiento de los suelos expansivos:

- Los métodos indirectos han sido utilizados para obtener parámetros de expansión, como son el porcentaje de expansión y la presión de expansión, a partir de la correlación con las propiedades índice como límites de consistencia, densidad, contenido de humedad y parámetros de succión.
- Los métodos directos son los mas satisfactorios y convenientes desde el punto de vista de ingeniería para estudiar los parámetros de hinchamiento del suelo en función del concepto de potencial de expansión.

Capítulo 3. Diseño experimental

3.1 Material estudiado

3.1.1 Muestreo

Los muestreos fueron realizados del tipo alterado en Jurica, Querétaro, México. Donde se extrajo el material expansivo, se despalmo la capa vegetal y se excavo hasta que la presencia vegetal en el suelo fuera menos importante, aproximadamente 1.0 m. Para la obtención del material colapsable se revisaron estudios de mecánica de suelos realizados en la zona de Jurica, hallándose un predio en el que se encontraba este tipo de suelo aproximadamente a 2.0 m. Los materiales extraídos fueron llevados al laboratorio para determinar las propiedades índices de los dos materiales. Al final de este estudio se retoman los datos de suelos naturales reportados como suelos expansivos colapsables, tales como sus propiedades índice, composición granulométrica y deformaciones en los ensayos de saturación bajo esfuerzo, para comparar este trabajo con algunos casos reales. En la figura 3.1 se muestra la ubicación de los sondeos realizados para la obtención del suelo expansivo y suelo colapsable.



Figura 3.1 Ubicación de sondeos realizados.

3.1.2 Preparación de material

Se obtuvo un material natural expansivo y un material natural colapsable, posteriormente de ambos se formo uno solo que llamaremos expansivo-colapsable, en diferentes proporciones de cada uno de ellos.

Se dejo secar al aire libre el material expansivo para disminuir la humedad y facilitar su disgregación, posteriormente se cribo por la malla no. 200 para separar el material fino de la arena, ver figuras 3.2, 3.3, 3.4 y 3.5.



Figura 3.2 Secado al aire libre.



Figura 3.3 Disgregación de material.



Figura 3.4 Cribado de material



Figura 3.5 Separación de material

También se procedió a cribar el material colapsable para separar la arena de los finos. Cabe mencionar que se hizo un estudio previo del material colapsable, este consistió en separar su arena de sus finos, y luego se procedió a realizar mezclas con

diferentes porcentajes para observar su comportamiento, en la tabla 3.1 se puede ver el diseño de mezclas para el material colapsable.

Tabla 3.1 Diseño de mezclas para el análisis del material colapsable.

Porcentaje en peso	
Arena %	Finos %
100	0
80	20
60	40
40	60
20	80
0	100

Los materiales se dejaron secar al aire libre para que tuvieran una misma humedad, tanto el material expansivo y el material colapsable.

Una vez hecho lo anterior, se elaboraron mezclas variando el porcentaje en peso de material arenoso colapsable y material fino expansivo. En la tabla 3.2 se puede ver el diseño de mezclas.

Tabla 3.2 Diseño de mezclas

Porcentaje en peso		Peso específico de la masa (ton/m ³)	Humedad (%)
Arcilla (expansivo)	Arena (colapsable)		
100	0	1.70	19
90	10	1.66	19
80	20	1.61	19
70	30	1.57	20
60	40	1.52	20
50	50	1.48	19
40	60	1.43	19
30	70	1.39	19
20	80	1.34	19
10	90	1.30	18
0	100	1.25	17

Los valores de peso específico se obtuvieron haciendo una interpolación de datos, ya que para el material expansivo se tenía que en estado natural presenta un peso específico de la masa de 1.7 ton/m³ y una humedad natural de 19 por ciento, lo que para el material colapsable en estado natural se tenía un peso específico de la masa de 1.25 ton/m³ y una humedad de 17 por ciento, es por eso que de esa manera se obtuvieron los γ_m para todas las mezclas, y para los valores de humedad solo se trato que estuvieran dentro de un rango de 31 a 60 por ciento de grado de saturación, ya que según la literatura rusa el colapso es susceptible a presentarse siempre y cuando este abajo del 60 por ciento de grado de saturación.

A las mezclas se le determinaron límites de Atterberg de acuerdo a la norma ASTM D4318-03 y densidad de sólidos de acuerdo a la norma ASTM D854-03. El procedimiento para la elaboración de los límites de Atterberg fue el siguiente, la arena del material colapsable se cribó por la malla 40, con el material que paso dicha malla se hicieron las mezclas de arena de material colapsable y finos de material expansivo, esto se hizo de tal manera para que se mantuvieran las proporciones de las mezclas.

El material diseñado fue etiquetado y almacenado en bolsas de plástico en la cámara de temperatura constante, para que no hubiese cambios de humedad súbitamente, ver figuras 3.6 y 3.7.



Figura 3.6 Almacenamiento de mezclas en bolsas.



Figura 3.7 Etiquetado de bolsas para su clasificación.

3.2 Procedimiento de prueba

Una vez teniendo el material etiquetado se procedió a determinar su humedad, para posteriormente agregar el agua necesaria para llegar a la humedad de diseño. Una vez teniendo el suelo homogeneizado, se elaboraron las pastillas compactando de forma estática el suelo en el anillo por medio de una placa de acero, tratando de que las caras superior e inferior de la pastilla queden uniformes. Por lo que una vez elaboradas se almacenaron en una bolsa y se ensayaron 24 horas después de su elaboración para controlar la influencia de la tixotropía en los ensayos.

3.2.1 Equipo utilizado

El equipo utilizado para los ensayos de colapso y expansión ha sido el consolidómetro de anillo flotante.

Se contaron con anillos de acero inoxidable con extensiones para expansión, como se muestra en la figura 3.8 así como sus piedras porosas figura 3.9

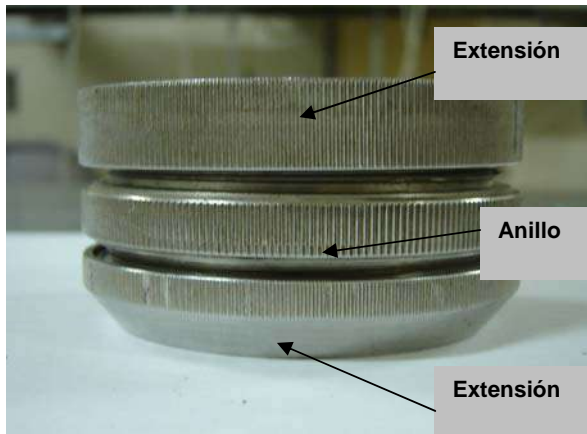


Figura 3.8 Anillo con extensiones para expansión.

Figura 3.9 Anillo con piedras porosas.

Fue necesario diseñar algunos dispositivos útiles para la elaboración de pastillas, las cuales se llevaron a cabo con compactación estática, como se muestran en las figura 3.10 y 3.11.



Figura 3.10 Anillo con placa para la compactación estática.

Figura 3.11 Placa de acero.

3.2.2 Tiempo de homogeneización de humedad

Para este trabajo el tiempo de homogeneización de la humedad es el lapso comprendido entre el momento en que se añade agua al material y el de la compactación del mismo, que además permite una distribución uniforme del agua, el tiempo de homogeneización se estableció de 24 hr.

El agua que se le añade al material es la necesaria para llegar a la humedad requerida, las humedades de las mezclas diseñadas se muestran en la tabla 3.2. Se le incorporo el agua al material almacenado, pero dejando un exceso de 1% a 2% de humedad para compensar las perdidas por evaporación al elaborar las pastillas.

3.2.3 Elaboración de probetas

Transcurridas las 24 hr. del tiempo de homogeneización, se elaboraron las probetas de las mezclas establecidas.

Al elaborar las pastillas se tuvo cuidado en compactarlas como máximo en 2 capas, el procedimiento de compactación que se siguió fue la de compactación estática.

El equipo utilizado para la elaboración de probetas es el que se muestra a continuación, en la figura 3.12 se muestra el gato hidráulico, empleado para provocar la presión necesaria para llegar a un peso específico de la masa requerido, en la figura 3.13 se muestra la placa empleada para la compactación estática así como el anillo de consolidación, la figura 3.14 muestra la elaboración de la pastilla y la figura 3.15 muestra la compactación estática en el anillo por medio del gato hidráulico.



Figura 3.12 Gato hidráulico empleado para la elaboración de probetas.



Figura 3.13 Placa de acero y anillo.



Figura 3.14 Elaboración de probeta.



Figura 3.15 Compactación de probeta

En el proceso de compactación se le ponía una marca a la placa para saber que tanto tendría que introducirse como lo muestra la figura 3.16, y que se pudiera tener una pastilla que llenara completamente el volumen del anillo como se puede observar en la figura 3.17 siempre cuidando que el material fuera compactado como máximo en 2 capas, teniéndose cuidado de no tener discontinuidad entre las capas.

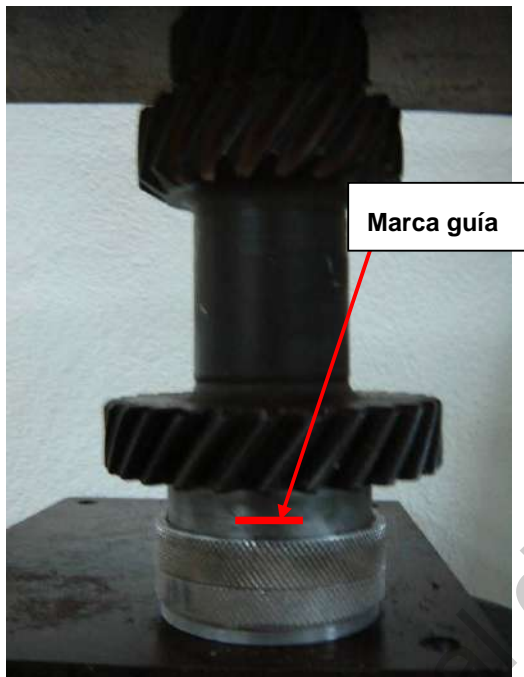


Figura 3.16 Proceso de compactación.



Figura 3.17 Terminación de pastilla.

En el procedimiento de reproducción de pastillas hay que cuidar ciertos aspectos como, la humedad de elaboración de las pastillas, peso volumétrico y el terminado uniforme de las probetas.

El tiempo que se dejó transcurrir entre la compactación y el inicio de la prueba en el consolidómetro fue de 24 horas, esto fue necesario para controlar la influencia de la tixotropía del suelo, en los resultados de los experimentos.

3.2.4 Pruebas de saturación bajo carga

Se siguió el procedimiento del método B de la norma ASTM D4546-03, llevando a los especímenes solo a la saturación bajo un esfuerzo de 0.3 kg/cm^2 (30kpa), eligiéndose este esfuerzo debido que era lo representativo a considerar la carga de sitio así como la carga de una casa habitación promedio.

En los ensayos se utilizó consolidómetros de anillo flotante ya que la fricción entre el suelo y las paredes del anillo es menor que en los de anillo fijo.

El aparato debe permitir el movimiento vertical en la parte superior e inferior de la pastilla. Una vez montada la pastilla en el consolidómetro, se aplicó una sobrecarga de 0.05 kg/cm^2 (5kpa), después de 5min transcurridos se aplicó una sobrecarga de 0.07 kg/cm^2 (7kpa) y se dejó pasar un lapso de una hora, una vez transcurrido el tiempo de una hora se aplicó la última sobrecarga de 0.18 kg/cm^2 (18kpa), dejándose un lapso de una hora para proceder a la etapa de saturación, llenándose la cazuela de agua permitiéndose la saturación por capilaridad.

El espécimen debe deformarse de forma libre, el tiempo que sea necesario, hasta que no exista cambio volumétrico apreciable en la pastilla.

Los ensayos que se le practicaron al material colapsable previamente, se hicieron a un esfuerzo de 0.5 kg/cm^2 (50 kpa) y a 0.3 kg/cm^2 (30 kpa). Y los ensayos practicados al material expansivo-colapsable se hicieron a un esfuerzo de 0.3 kg/cm^2 (30 kpa). Por lo que en el siguiente capítulo se muestran dichos resultados.

Los ensayos realizados a las mezclas de material expansivo y material colapsable se compararon con los ensayos realizados en el estudio que se llevó a cabo en el fraccionamiento Los Olivos, Querétaro.

Capítulo 4. Resultados

4.1 Propiedades índice de los suelos estudiados

4.1.1 Suelo colapsable

A continuación en la tabla 4.1 se muestran las propiedades índice del material colapsable empleado, como son profundidad de muestreo, peso específico de la masa del suelo, límites de Atterberg, densidad de sólidos, composición granulométrica, así como su clasificación de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS.

Tabla 4.1 Propiedades índice del material colapsable.

Profundidad (m)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Límites de Atterberg		Índice plástico	Densidad de sólidos	Arena %	Finos %	Clasificación SUCS
		Líquido	Plástico					
2	1.25	37	25	12	2.6	38	62	Arcilla inorgánica de baja plasticidad

Para el suelo colapsable en estado inalterado se le practicó la prueba de potencial de colapso de acuerdo a la norma ASTM D5333-03 a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30 kpa), en la tabla 4.2 se puede ver la humedad inicial que presento el suelo, la relación de vacíos inicial, el grado de saturación inicial y el porcentaje de potencial de colapso promedio.

Tabla 4.2 Parámetros evaluados en el suelo colapsable inalterado.

Humedad inicial (%)	Relación de vacíos inicial	Grado de saturación inicial (%)	Potencial de colapso a 30 kpa (%)
17.0	1.43	31.0	8.34

La figura 4.1 muestra que la deformación promedio para el suelo colapsable en estado natural es de 8.34%, esta deformación se presenta en un tiempo de 72 hrs.

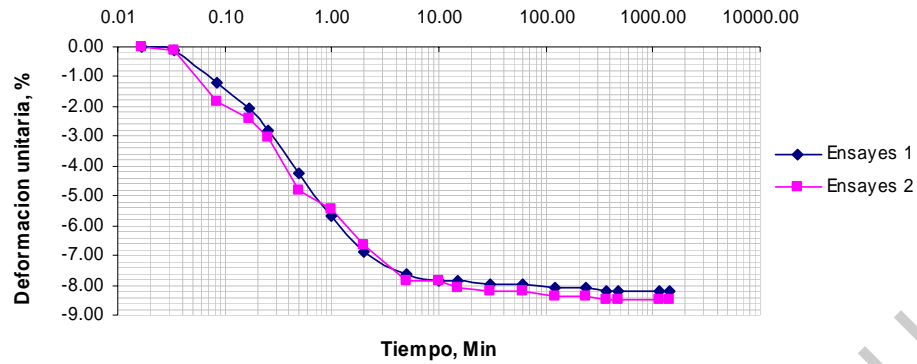


Figura 4.1. Deformación del material colapsable en estado natural.

4.1.2 Suelo expansivo

Al suelo expansivo también se le determinaron propiedades índice, por lo que en la tabla 4.3 se puede ver su profundidad de muestreo, peso específico de la masa del suelo, límites de Atterberg, densidad de sólidos, composición granulométrica, así como su clasificación de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS.

Tabla 4.3 Propiedades índice del material expansivo.

Profundidad (m)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Límites de Atterberg		Índice plástico	Densidad de sólidos	Arena %	Finos %	Clasificación SUCS
		Líquido	Plástico					
1.0	1.7	48	26.5	21.5	2.6	16	84	Arcilla inorgánica de baja plasticidad, CL

Al suelo expansivo se le practico la prueba de expansión libre de acuerdo a la norma ASTM D4546-03, en la tabla 4.4 se puede ver la humedad inicial que presento el suelo, la relación de vacíos inicial, el grado de saturación inicial y el porcentaje de expansión, para el suelo en estado inalterado.

Tabla 4.4 Resultados de la prueba de expansión libre.

Humedad inicial (%)	Relación de vacíos inicial	Grado de saturación inicial (%)	Expansión libre (%)
19.0	0.82	60.0	27.0

En la figura 4.2 se muestra la deformación que se obtuvo en el suelo expansivo en estado natural, los ensayos realizados fueron sin carga, la expansión libre que se obtuvo fue de 27% aproximadamente.

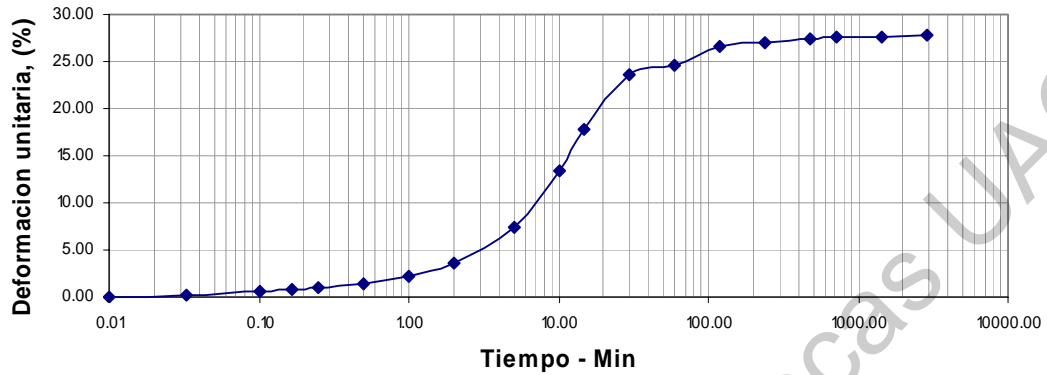


Figura 4.2. Deformación del suelo expansivo.

4.1.3 Suelo expansivo colapsable

En la tabla 4.5 se muestra un estudio de suelos que presentan los fenómenos de colapso y expansión a la vez, este caso se presentó en el fraccionamiento Los Olivos, Querétaro, México el cual fue realizado por la Universidad Autónoma de Querétaro.

Tabla 4.5 Propiedades índice de suelo expansivo colapsable.

Profundidad (m)	Límites de Atterberg		Índice plástico	Densidad de sólidos	Arena %	Finos %	Color	Clasificación SUCS*
	Líquido	Plástico						
1.1	87.8	26.6	61.2	2.7	9	91	Café claro	Arcilla inorgánica de alta plasticidad, CH
1.5	58	21.6	21.6	2.7	45	55	Café claro	Limo inorgánica de alta plasticidad, MH

*Sistema unificado de clasificación de suelos

4.2 Material colapsable

Las pastillas se remodelaron a base de compactación estática para llevarlas a un peso específico de la masa establecido, se realizaron pruebas en el consolidómetro a un esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm² (50 kpa) y también se determino el potencial de colapso a un esfuerzo de 0.3 kg/cm² (30 kpa)

A continuación se muestran los resultados de las mezclas diseñadas entre arena y finos de este suelo en diferentes porcentajes que van desde 100% arena – 0% finos, 80% arena – 20% finos, 60% arena -40% finos, 40% arena – 60% finos, 20% arena – 80% finos y 0% arena – 100% finos.

En la tabla 4.6 se muestra que el material colapsable en la mezcla de 100% de arena con un 0% de finos arroja en promedio un 21% de potencial de colapso a un esfuerzo de 0.5 kg/cm² (50 kpa).

Tabla 4.6 Potencial de colapso para la mezcla 100% Arena –0% Finos.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)
1	19	34	1.25	20.42
2	19	34	1.25	23.21
3	19	34	1.25	21.77
4	19	34	1.25	22.61
5	19	34	1.25	19.88

En la figura 4.3 se observa la deformación que obtuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.6, esta figura muestra que la deformación máxima presentada es de 23% aproximadamente a un tiempo de 72 horas, además se observa que la deformación máxima se empieza a presentar de forma casi inmediata a los 2 minutos aproximadamente.

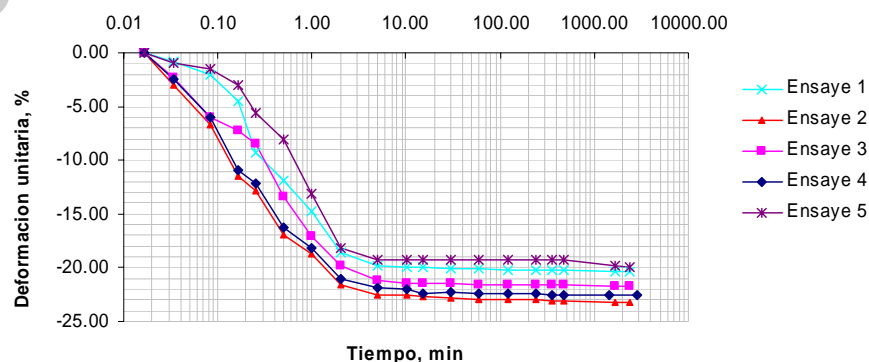


Figura 4.3. Deformación de la mezcla 100% Arena – 0% Finos.

En la tabla 4.7 se muestra que el material colapsable en la mezcla de 80% de arena con un 20% de finos arroja en promedio un 18% de potencial de colapso a un esfuerzo de 0.5 kg/cm² (50 kpa).

Tabla 4.7 Potencial de colapso para la mezcla 80% Arena –20% Finos.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)
1	19	34	1.25	18.74
2	19	34	1.25	16.61
3	19	34	1.25	18.26
4	19	34	1.25	18.08

En la figura 4.4 se observa la deformación que obtuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.7, esta figura muestra que la deformación máxima presentada es de 19% aproximadamente a un tiempo de 72 horas, además se observa que la deformación máxima se empieza a presentar de forma casi inmediata a los 2 minutos aproximadamente.

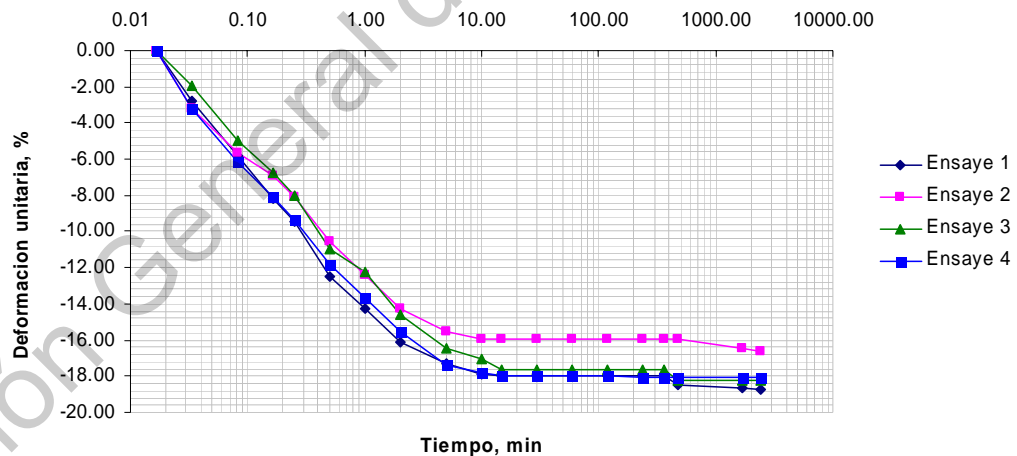


Figura 4.4. Deformación de la mezcla 80% Arena – 20% Finos.

En la tabla 4.8 se muestra que el material colapsable en la mezcla de 60% de arena con un 40% de finos arroja en promedio un 17% de potencial de colapso a un esfuerzo de 0.5 kg/cm² (50 kpa).

Tabla 4.8 Potencial de colapso para la mezcla 60% Arena –40% Finos.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)
1	19	34	1.25	20.07
2	19	34	1.25	17.29
3	19	34	1.25	17.26
4	19	34	1.25	17.00

En la figura 4.5 se observa la deformación que obtuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.8, esta figura muestra que la deformación máxima presentada es de 17% aproximadamente a un tiempo de 72 horas, además se observa que la deformación máxima se empieza a presentar de forma casi inmediata a los 2 minutos aproximadamente.

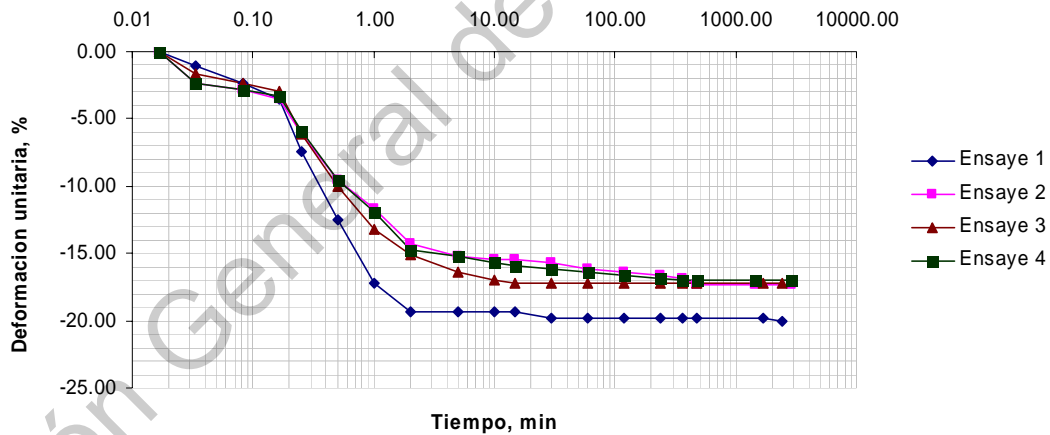


Figura 4.5. Deformación de la mezcla 60% Arena – 40% Finos.

En la tabla 4.9 se muestra que el material colapsable en la mezcla de 40% de arena con un 60% de finos arroja en promedio un 16% de potencial de colapso a un esfuerzo de 0.5 kg/cm² (50 kpa).

Tabla 4.9 Potencial de colapso para la mezcla 40% Arena –60% Finos.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)
1	19	34	1.25	17.29
2	19	34	1.25	19.43
3	19	34	1.25	15.96
4	19	34	1.25	16.42
5	19	34	1.25	16.43

En la figura 4.6 se observa la deformación que obtuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.9, esta figura muestra que la deformación máxima presentada es de 16% aproximadamente a un tiempo de 72 horas, además se observa que la deformación máxima se empieza a presentar de forma casi inmediata a los 2 minutos aproximadamente.

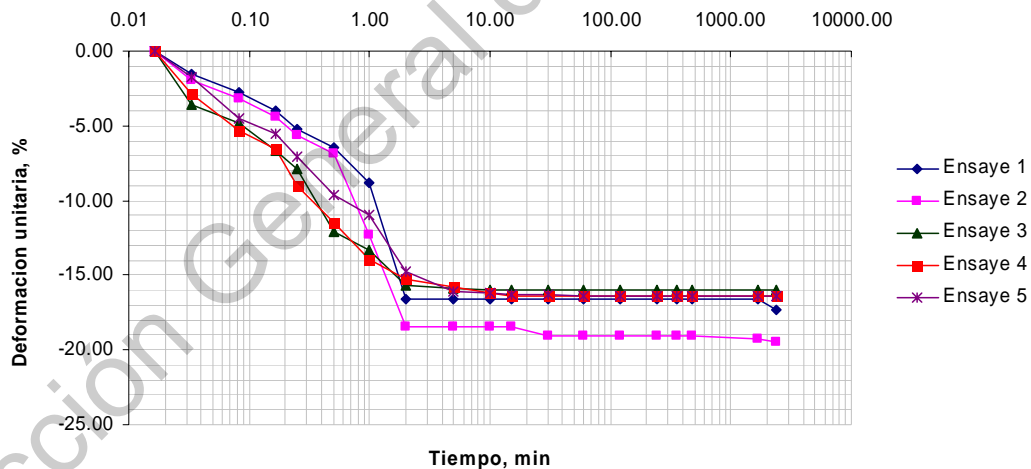


Figura 4.6. Deformación de la mezcla 40% Arena – 60% Finos.

En la tabla 4.10 se muestra que el material colapsable en la mezcla de 20% de arena con un 80% de finos arroja en promedio un 15% de potencial de colapso a un esfuerzo de 0.5 kg/cm² (50 kpa).

Tabla 4.10 Potencial de colapso para la mezcla 20% Arena –80% Finos.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)
1	19	34	1.25	19.30
2	19	34	1.25	15.29
3	19	34	1.25	15.47
4	19	34	1.25	15.29

En la figura 4.7 se observa la deformación que obtuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.10, esta figura muestra que la deformación máxima presentada es de 15% aproximadamente a un tiempo de 72 horas, además se observa que la deformación máxima se empieza a presentar de forma casi inmediata a los 2 minutos aproximadamente.

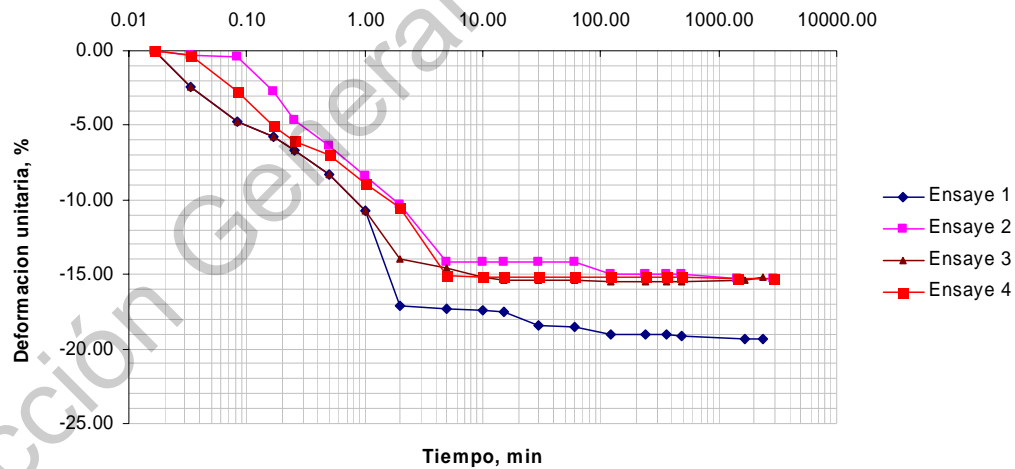


Figura 4.7. Deformación de la mezcla 20% Arena – 80% Finos.

En la tabla 4.11 se muestra que el material colapsable en la mezcla de 0% de arena con un 100% de finos arroja en promedio un 12% de potencial de colapso a un esfuerzo de 0.5 kg/cm² (50 kpa).

Tabla 4.11 Potencial de colapso para la mezcla 0% Arena –100% Finos.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)
1	19	34	1.25	12.45
2	19	34	1.25	12.42
3	19	34	1.25	11.12
4	19	34	1.25	12.05
5	19	34	1.25	15.53

En la figura 4.8 se observa la deformación que obtuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.11, esta figura muestra que la deformación máxima presentada es de 12% aproximadamente a un tiempo de 72 horas, además se observa que la deformación máxima se empieza a presentar de forma casi inmediata a los 2 minutos aproximadamente.

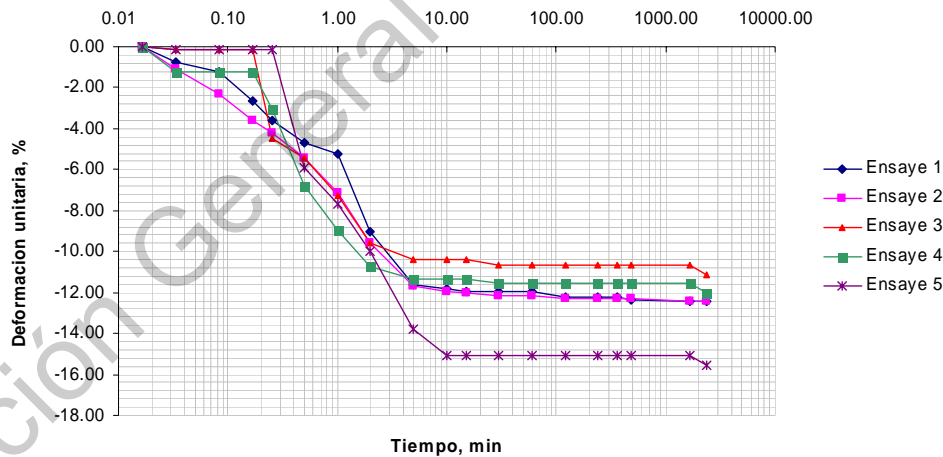


Figura 4.8. Deformación de la mezcla 0% Arena – 100% Finos.

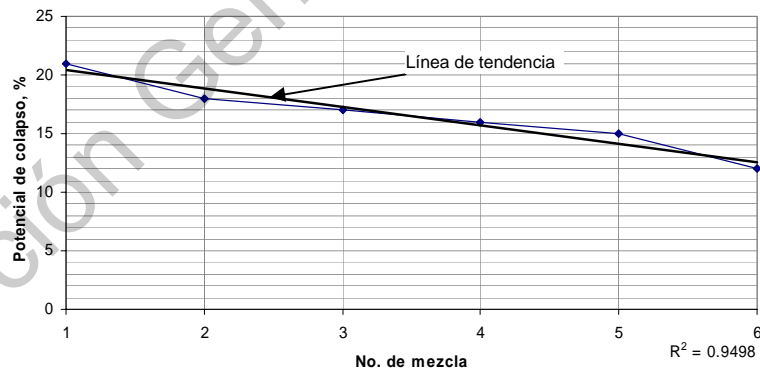
En la tabla 4.12 se presentan los valores de potencial de colapso promedios de cada una de las mezclas elaboradas, en donde se pueden ver que los valores van de 21 a 12 por ciento de potencial de colapso en las mezclas. Se observa también que el mayor colapso lo transmite la arena presente en la mezcla en comparación con los finos.

La relación de cantidad de colapso es aproximadamente 2 a 1 de arena y finos, respectivamente. Por lo anterior se nota que funciona aproximadamente de forma directamente proporcional al contenido de suelo.

Tabla 4.12 Valores promedio de potencial de colapso de cada mezcla a esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm² (50kpa).

Mezcla	Proporción		Potencial de colapso a 50 kpa promedio, %
	Arena	Finos	
1	100	0	21
2	80	20	18
3	60	40	17
4	40	60	16
5	20	80	15
6	0	100	12

En la figura 4.9 se muestran los resultados promedio de potencial de colapso para cada mezcla a un esfuerzo vertical de 0.5kg/cm² (50 kpa), en donde se observa que los valores arrojados se acercan mucho a la tendencia lineal.



Mezcla	Proporción	
	Arena	Finos
1	100	0
2	80	20
3	60	40
4	40	60
5	20	80
6	0	100

Figura 4.9. Potencial de colapso promedio para cada mezcla a un esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm².

En la tabla 4.13 se muestran los potenciales de colapso promedio a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm^2 (30kpa), en donde se puede ver que los valores van de 18 a 10 por ciento de potencial de colapso en las mezclas. Estos valores se obtuvieron a dicho esfuerzo debido a que es una presión representativa que considera la carga “in situ” así como el peso de una carga de una casa habitación promedio.

Tabla 4.13 Resultados promedio de potencial de colapso de cada mezcla un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm^2 (30kpa).

Mezcla	Proporción		Potencial de colapso a 30 kpa promedio, %
	Arena	Finos	
1	100	0	18
2	80	20	15
3	60	40	14
4	40	60	13
5	20	80	12
6	0	100	10

En la figura 4.10 se muestran los resultados promedio de potencial de colapso para cada mezcla a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm^2 (30 kpa). En esta figura se observa que el comportamiento de los valores es casi de forma lineal.

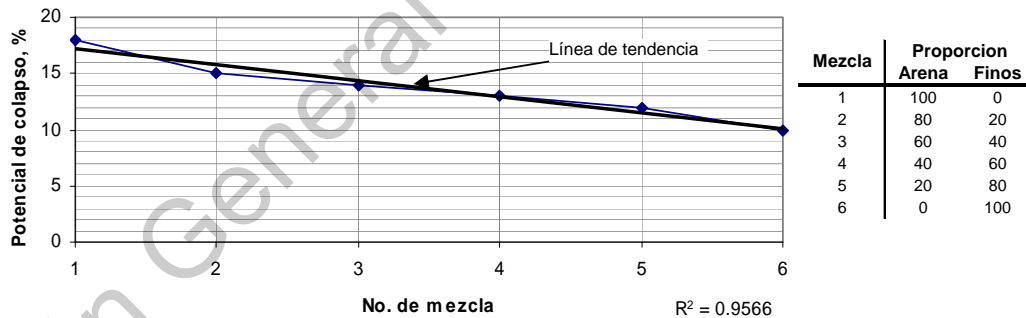


Figura 4.10. Potencial de colapso promedio para cada mezcla a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm^2 .

Se puede ver que en las figuras 4.9 y 4.10 los potenciales de colapso van disminuyendo conforme el esfuerzo vertical aplicado es menor, y se puede decir que la magnitud del colapso depende del esfuerzo aplicado. En la figura 4.11 se muestra las deformaciones que se obtuvieron tanto en los ensayos con esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm^2 (50 kpa) como los de 0.3 kg/cm^2 (30 kpa).

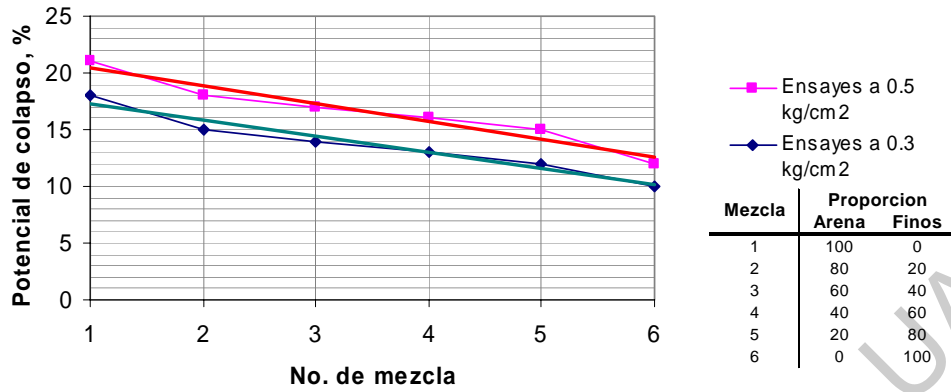


Figura 4.11. Potencial de colapso promedio para cada mezcla a esfuerzos verticales de 0.5 kg/cm².y 0.3 kg/cm²

En la figura 4.12 se observa el comportamiento de todos los ensayos de todas las mezclas elaboradas, por lo que se aprecia que la deformación máxima en todos los casos se empieza a presentar de forma casi inmediata a los 2 minutos aproximadamente, además se presenta un comportamiento muy parecido entre las deformaciones.

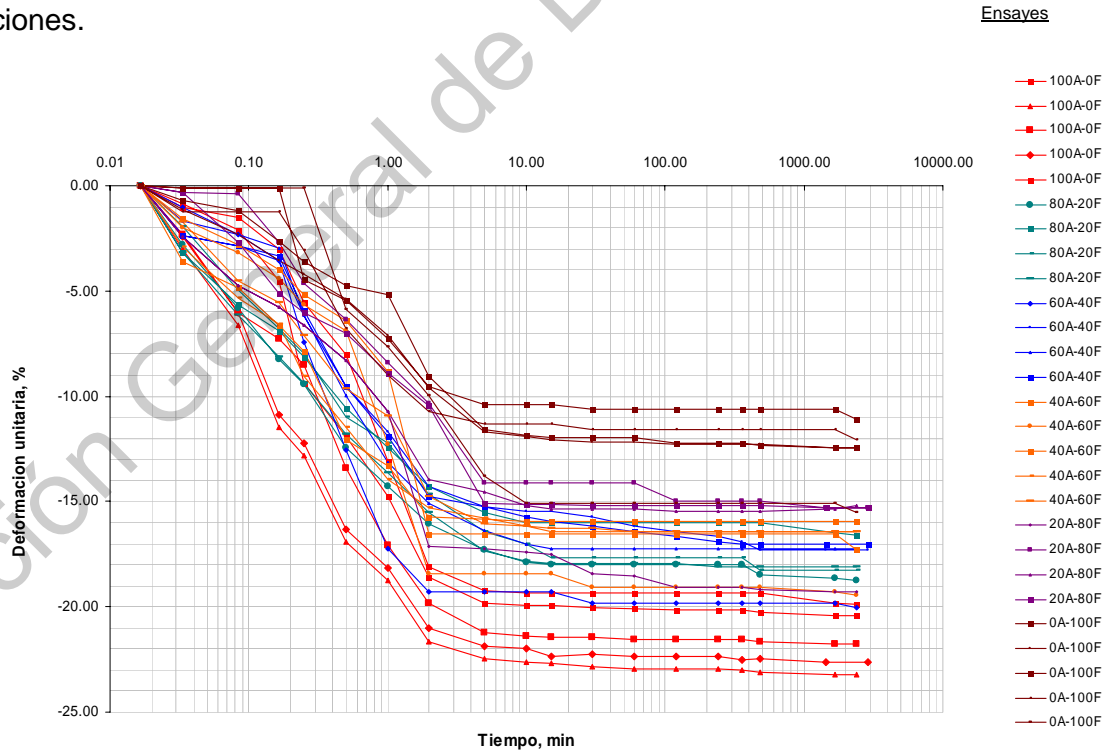


Figura 4.12. Resumen de las mezclas elaboradas de material colapsable. (A=arena y F=finos)

4.3 Material expansivo y colapsable.

Las pastillas se remodelaron a base de compactación estática para llevarlos a un γ_m establecido, se realizaron pruebas de saturación bajo carga a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm^2 (30 kpa)

A continuación se muestran los resultados de las mezclas diseñadas en diferentes porcentajes que van desde 100% arena (colapsable) – 0% finos (expansivo), 90% arena (colapsable) – 10% finos (expansivo), 80% arena (colapsable) – 20% finos (expansivo), 70% arena (colapsable) – 30% finos (expansivo), 60% arena (colapsable) – 40% finos (expansivo), 50% arena (colapsable) – 50% finos (expansivo), 40% arena (colapsable) – 60% finos (expansivo), 30% arena (colapsable) – 70% finos (expansivo), 20% arena (colapsable) – 80% finos (expansivo), 10% arena (colapsable) – 90% finos (expansivo) y 0% arena (colapsable) – 100% finos (expansivo).

Las arenas empleadas son del material colapsable y los finos son de material expansivo, con estos materiales se fueron elaborando las mezclas.

En la tabla 4.14 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm^2 (30kpa), para la mezcla de 100% colapsable con 0% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.14 muestra que la deformación que se presentó fue un potencial de colapso promedio de 17.5%, esto demuestra que el potencial de colapso coincide con el calculado a 0.3 kg/cm^2 (30 kpa) del suelo colapsable ensayado a 0.5 kg/cm^2 (50 kpa) ver figura 4.9 y tabla 4.13.

Tabla 4.14 Saturación bajo carga para la mezcla 100% Colapsable –0% Expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m³)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	17	31	1.25	17.05	0.0
2	17	31	1.25	18.20	0.0
3	17	31	1.25	17.26	0.0
4	17	31	1.25	17.59	0.0

En la figura 4.13 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.14, esta figura arroja que la deformación máxima presentada es de 18% aproximadamente. El tiempo en que se presenta la máxima deformación es de 2 minutos aproximadamente.

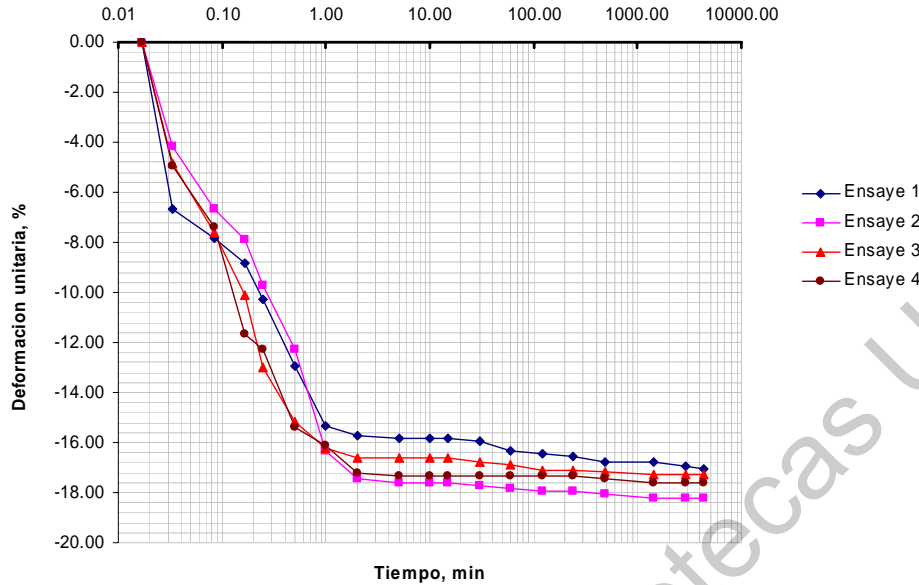


Figura 4.13. Deformación de la mezcla 100% Colapsable – 0% Expansivo.

En la tabla 4.15 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30kpa), para la mezcla de 90% colapsable con 10% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.15 muestra que la deformación que se presentó fue un potencial de colapso promedio de 15.4%.

Tabla 4.15 Saturación bajo carga para la mezcla 90% Colapsable –10% Expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m3)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	18	34	1.3	15.11	0.0
2	18	34	1.3	15.50	0.0
3	18	34	1.3	15.6	0.0
4	18	34	1.3	16.11	0.0

En la figura 4.14 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.15, esta figura arroja que la deformación máxima presentada es de 16% aproximadamente, no se presenta expansión. El tiempo en que se presenta la máxima deformación es de 10 minutos aproximadamente.

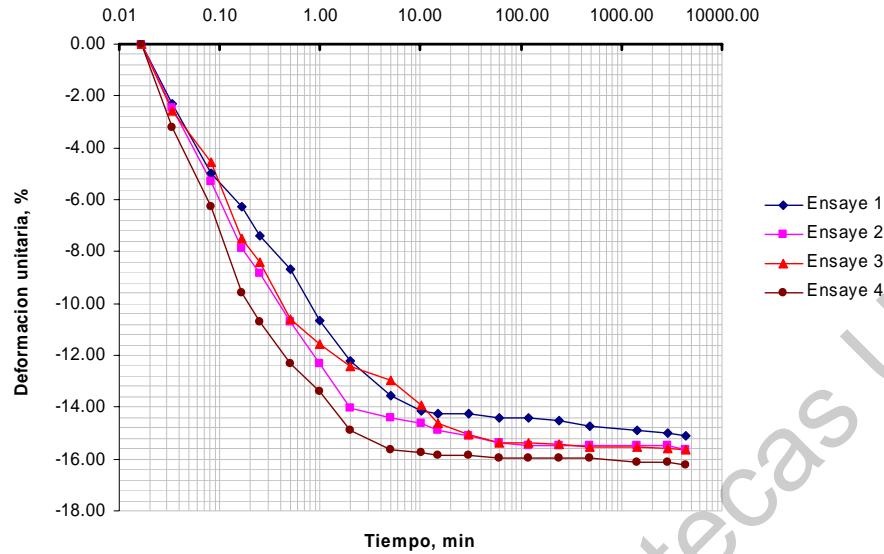


Figura 4.14. Deformación de la mezcla 90% Colapsable – 10% Expansivo.

En la tabla 4.16 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30kpa), para la mezcla de 80% colapsable con 20% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.16 muestra que la deformación que se presentó fue un potencial de colapso promedio de 13% y no presenta expansión aun.

Tabla 4.16 Saturación bajo carga para la mezcla 80% Colapsable –20% Expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	19	37	1.34	12.33	0.0
2	19	37	1.34	11.32	0.0
3	19	37	1.34	16.26	0.0
4	19	37	1.34	11.93	0.0

En la figura 4.15 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.16, esta figura arroja que la deformación máxima presentada es de 12.3% aproximadamente, aquí también no se presenta expansión todavía, el tiempo en que se empieza a presentar la máxima deformación es de 2 minutos aproximadamente. El ensayo numero 3 es posible que este incorrecto ya que este no tuvo como mínimo 24 hrs de reposo después de la elaboración de la pastilla, sino que se ensayó en el

consolidómetro inmediatamente después de su elaboración, por lo que se descarta este ensaye para la obtención del promedio de la deformación.

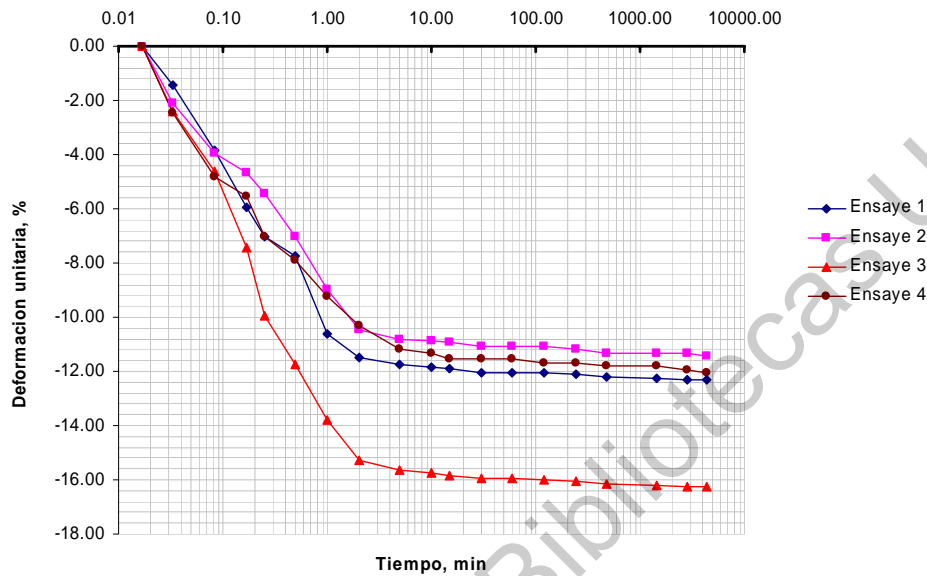


Figura 4.15. Deformación de la mezcla 80% Colapsable – 20% Expansivo.

En la tabla 4.17 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30kpa), para la mezcla de 70% colapsable con 30% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.17 muestra que la deformación que se presentó fue un potencial de colapso promedio de 10.5%.

Tabla 4.17 Saturación bajo carga para la mezcla 70% Colapsable –30% Expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m3)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	19	40	1.39	9.71	0.0
2	19	40	1.39	10.95	0.0
3	19	40	1.39	10.87	0.0
4	19	40	1.39	11.93	0.0

En la figura 4.16 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.17, esta figura arroja que la deformación máxima presentada es de 11% aproximadamente y no presenta expansión. El tiempo en que se empieza a presentar la máxima deformación es de 10 minutos aproximadamente.

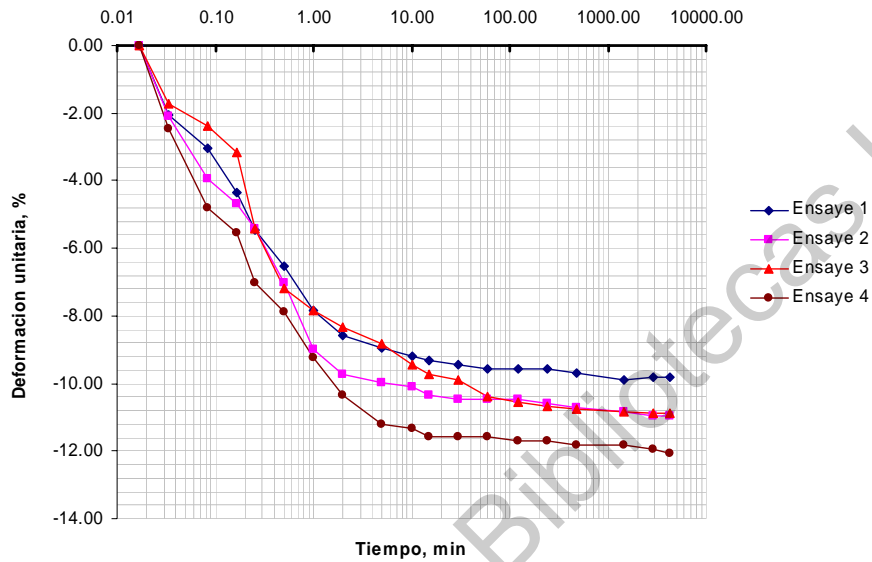


Figura 4.16. Deformación de la mezcla 70% Colapsable – 30% Expansivo.

En la tabla 4.18 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30kpa), para la mezcla de 60% colapsable con 40% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.18 muestra que la deformación que se presentó fue un potencial de colapso promedio de 7.8%.

Tabla 4.18 Saturación bajo carga para la mezcla 60% Colapsable –40% Expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m3)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	19.2	43	1.43	7.98	0.0
2	19.2	43	1.43	7.26	0.0
3	19.2	43	1.43	8.35	0.0
4	19.2	43	1.43	7.63	0.0

En la figura 4.17 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.18, esta figura arroja que la deformación máxima presentada es de 8.0% aproximadamente y no se presenta expansión. Además, el tiempo en que se empieza a presentar la máxima deformación es de 10 minutos aproximadamente.

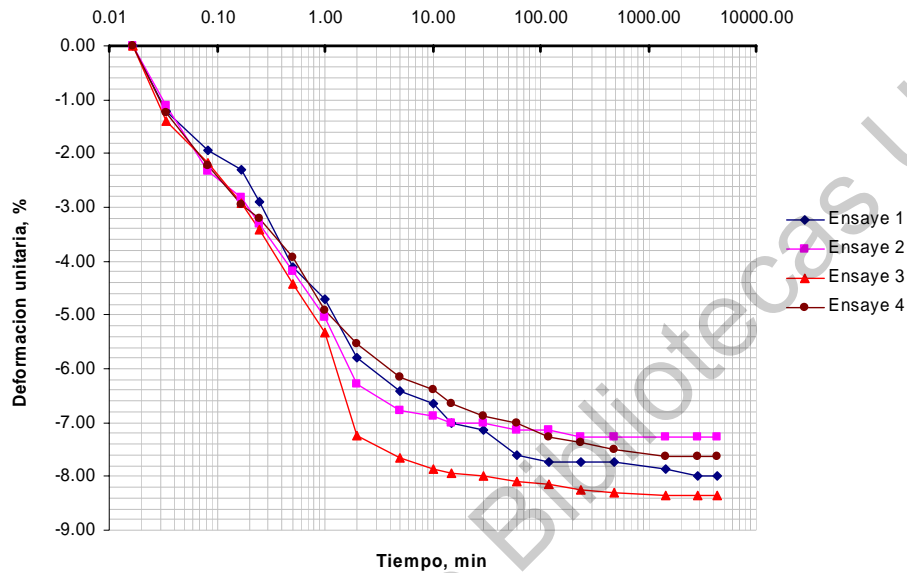


Figura 4.17. Deformación de la mezcla 60% Colapsable – 40% Expansivo.

En la tabla 4.19 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30kpa), para la mezcla de 50% colapsable con 50% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.19 muestra que la deformación que se presentó fue un potencial de colapso promedio de 3.6%.

Tabla 4.19 Saturación bajo carga para la mezcla 50% Colapsable –50% Expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m3)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	19	46	1.48	3.5	0
2	19	46	1.48	3.69	0
3	19	46	1.48	3.4	0
4	19	46	1.48	3.71	0

En la figura 4.18 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.19, esta figura arroja que la deformación máxima presentada es de 3.5% aproximadamente y no presenta expansión todavía. Además, el tiempo en que se empieza a presentar la máxima deformación esta entre 10 a 100 minutos.

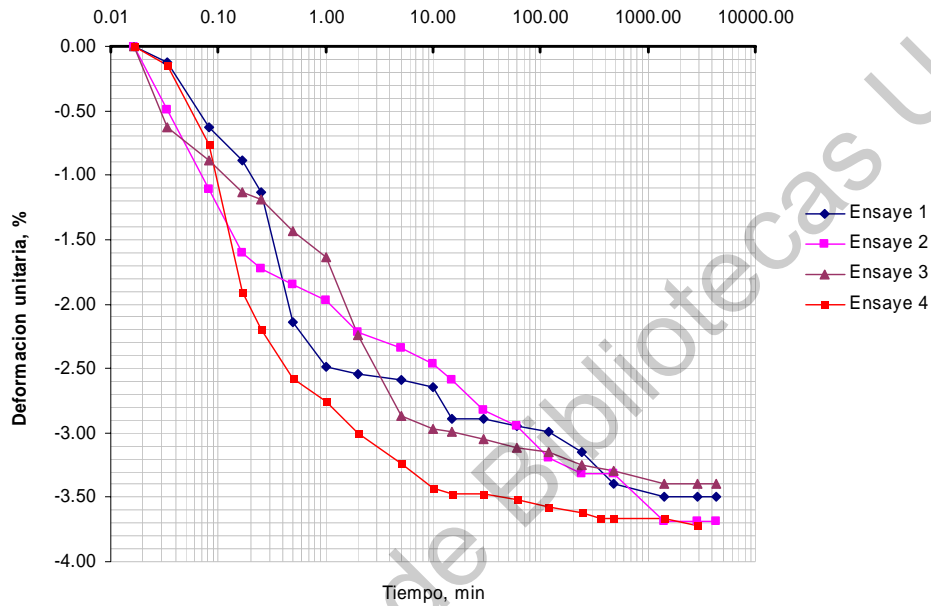


Figura 4.18. Deformación de la mezcla 50% Colapsable – 50% Expansivo.

En la tabla 4.20 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30kpa), para la mezcla de 40% colapsable con 60% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.20 muestra que la deformación que se presentó fue un potencial de colapso promedio de 2.3%.

Tabla 4.20 Saturación bajo carga para la mezcla 40% Colapsable –60% Expansivo.

No. ensayo	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	20	49	1.52	0.6	0.0
2	20	49	1.52	1.72	0.0
3	20	49	1.52	2.82	0.0
4	20	49	1.52	2.46	0.0

En la figura 4.19 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.20, esta figura arroja que la deformación máxima presentada es de 2.8% aproximadamente, no se presenta expansión todavía. El tiempo en que empieza a presentarse la deformación máxima es de los 10 a 100 minutos. El ensaye numero uno posiblemente este incorrecto debido a que el consolidómetro estaba más ajustado, por lo que el resultado es deficiente.

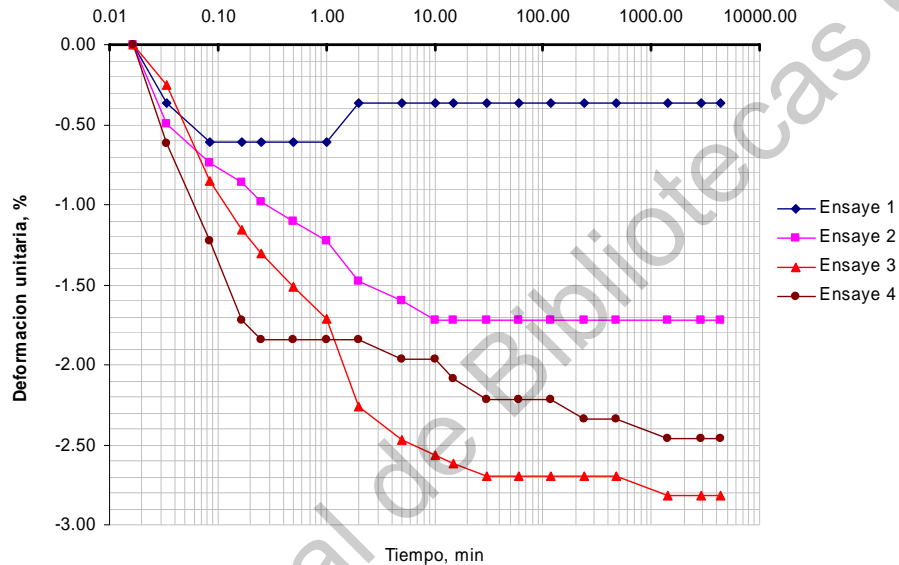


Figura 4.19. Deformación de la mezcla 40% Colapsable – 60% Expansivo.

En la tabla 4.21 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30kpa), para la mezcla de 30% colapsable con 70% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.21 muestra que la deformación que se presento fue un potencial de colapso promedio de 0.7% y en esta mezcla ya presenta expansión seguido del colapso, por lo que el porcentaje de expansión promedio es de 0.9%.

Tabla 4.21 Saturación bajo carga para la mezcla 30% Colapsable –70% Expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	20	52	1.57	0.6	0.97
2	20	52	1.57	0.62	0.74
3	20	52	1.57	0.65	0.65
4	20	52	1.57	0.74	0.86

En la figura 4.20 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.21, esta figura arroja que la deformación total máxima presentada es de 1.5% aproximadamente, para colapso una deformación de 0.7% y para el expansión de 0.9%, nótese que el colapso es inicial para terminar con deformaciones de expansión. Aquí también se observa que el tiempo en que se presenta el colapso es de 1 minuto aproximadamente para luego iniciar el proceso de expansión.

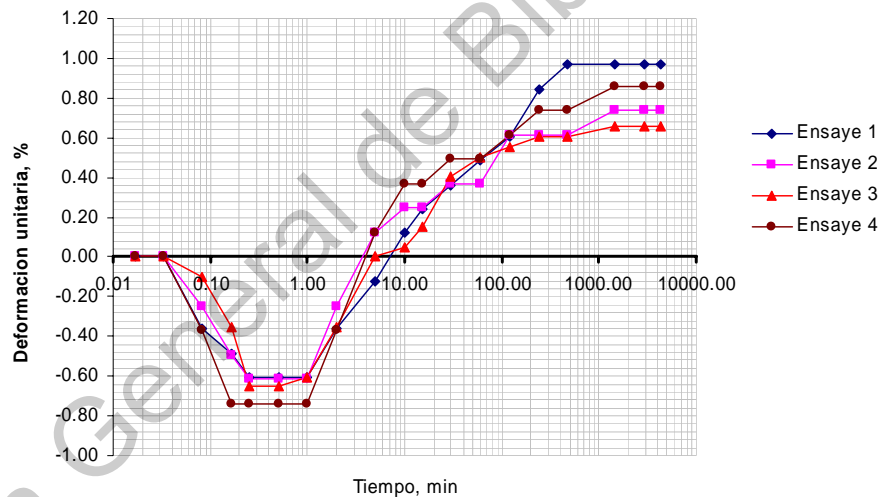


Figura 4.20. Deformación de la mezcla 30% Colapsable – 70% Expansivo.

En la tabla 4.22 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30kpa), para la mezcla de 20% colapsable con 80% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.22 muestra que la deformación que se presentó fue un potencial de colapso promedio de 0.2% y el porcentaje de expansión promedio es de 1.6%.

Tabla 4.22 Saturación bajo carga para la mezcla 20% Colapsable –80% Expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	19	54	1.61	0.12	1.57
2	19	54	1.61	0.25	1.7
3	19	54	1.61	0.6	0.7
4	19	54	1.61	0.37	1.6

En la figura 4.21 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.22, esta figura arroja que la deformación máxima presentada es de 1.9% aproximadamente. En el ensaye 3 se presenta una deformación que no coincide con los demás ensayos debido a que el consolidómetro no se encontraba ajustado debidamente, por lo que no fue un ensaye confiable. Aquí también se nota que el tiempo en que ocurre el colapso es de 1 minuto aproximadamente para luego continuar con la expansión.

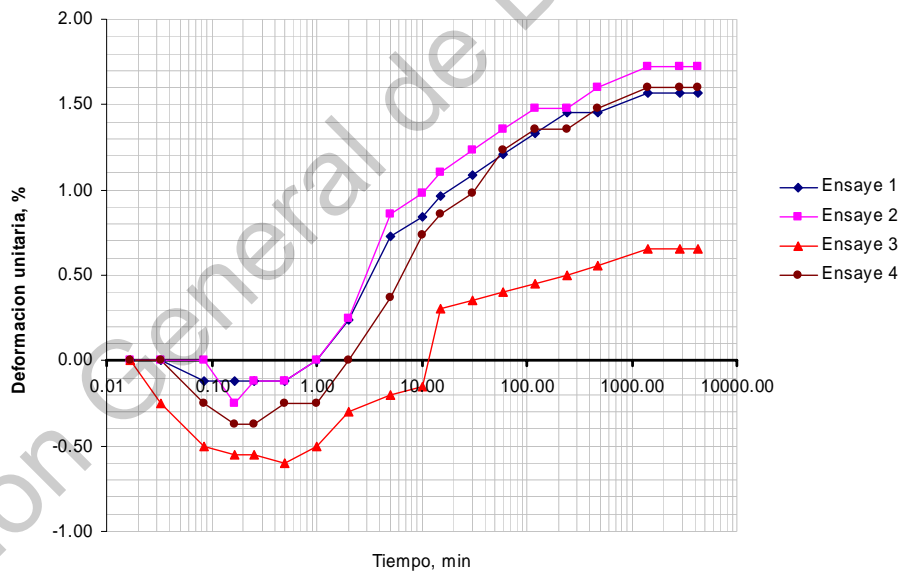


Figura 4.21. Deformación de la mezcla 20% Colapsable – 80% Expansivo.

En la tabla 4.23 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30kpa), para la mezcla de 10% colapsable con 90% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.23 muestra que la deformación que se presentó fue un potencial de colapso promedio de 0.1% y el porcentaje de expansión promedio es de 4.4%.

Tabla 4.23 Saturación bajo carga para la mezcla 10% colapsable –90% Expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	19	57	1.66	0.12	4.59
2	19	57	1.66	0.12	4.43
3	19	57	1.66	0.12	3.63
4	19	57	1.66	0.18	4.12

En la figura 4.22 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.23, esta figura arroja que la deformación máxima presentada es de 4.5% aproximadamente con una deformación de colapso mínima de 0.12%. Nótese nuevamente que el tiempo en el que se presenta el colapso es de 1 minuto aproximadamente para luego continuar con la expansión.

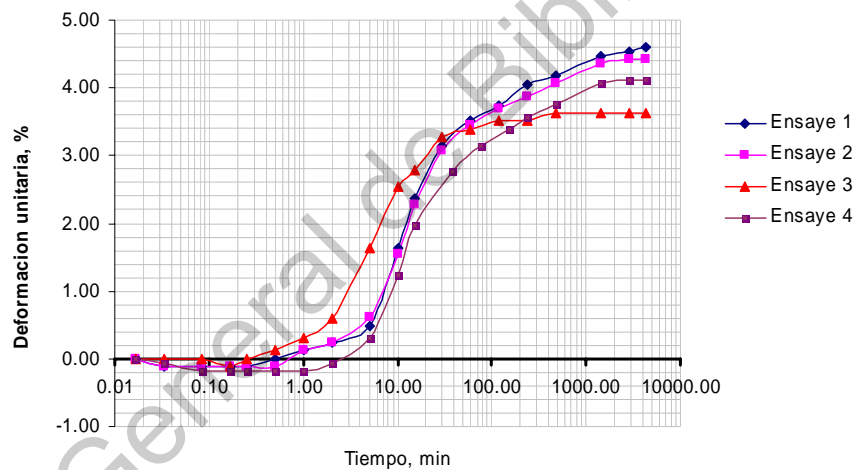


Figura 4.22. Deformación de la mezcla 10% Colapsable – 90% Expansivo.

En la tabla 4.24 se muestran los resultados de los ensayos de saturación bajo carga realizados a un esfuerzo vertical de 0.3 kg/cm² (30kpa), para la mezcla de 0% colapsable con 100% expansivo, presentando las características de las mezclas. La tabla 4.24 muestra que la deformación que se presentó fue solo expansión por lo que el porcentaje de expansión promedio es de 5.0%.

Tabla 4.24 Saturación bajo carga para la mezcla 0% Colapsable –100% Expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	19	60	1.7	0	5.56
2	19	60	1.7	0	4.8
3	19	60	1.7	0	4.53
4	19	60	1.7	0	5.04

En la figura 4.23 se observa la deformación que tuvieron los ensayos mostrados en la tabla 4.24, esta figura arroja que la deformación máxima presentada es de 5.0% aproximadamente.

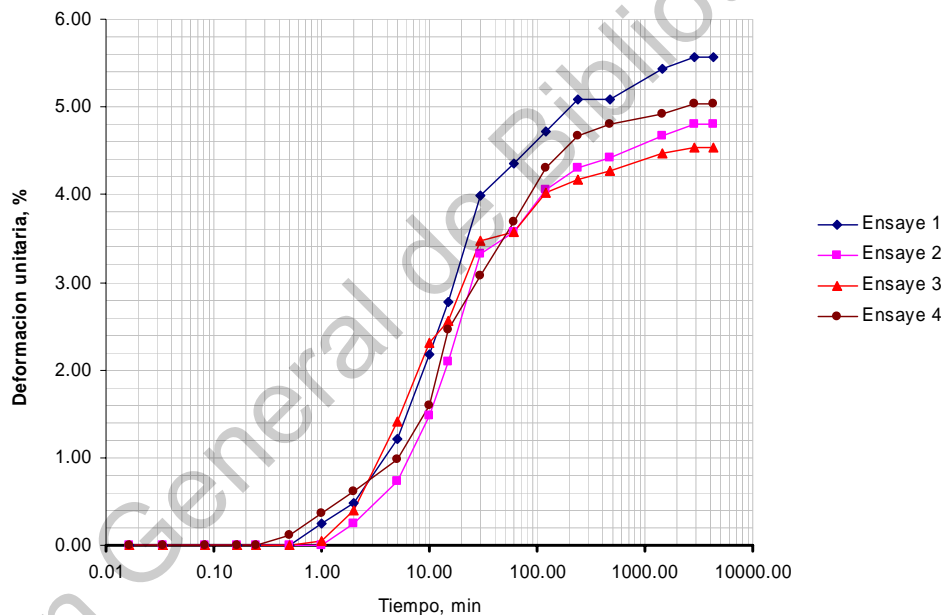


Figura 4.23. Deformación de la mezcla 0% Colapsable – 100% Expansivo.

En la tabla 4.25 se muestra un resumen de los resultados obtenidos de cada mezcla, dando las características de las mismas. Se observa en esta tabla resumen que el colapso se presentó desde la mezcla de 100% colapsable - 0% expansivo hasta la mezcla de 10% colapsable – 90% expansivo, pero hubo un decremento muy notorio en la mezcla 30% colapsable – 70% expansivo ya que al parecer el fenómeno de expansión contrarrestaba el fenómeno de colapso, llenando la arcilla los vacíos en el suelo que pudieran ocasionar el mismo. Por otra parte en la mezcla de 30% colapsable

– 70% expansivo empieza a presentar expansión y conforme va incrementándose el contenido de arcilla va aumentando, hasta excluir al fenómeno de colapso por completo.

Tabla 4.25 Resumen de resultados obtenidos para cada mezcla elaborada.

Mezcla	Proporción		Peso específico ton/m ³	Grado de saturación %	Deformaciones		Límites de Atterberg		Índice plástico	Clasificación SUCS*
	expansivo	colapsable			colapso	expansión	Líquido	Plástico		
	%	%			%	%				
1	0	100	1.25	31	17.5	0	35	22	13	Arena bien graduada, SW
2	10	90	1.3	34	15.4	0	37	23	14	Arena bien graduada con limo SW-SM
3	20	80	1.34	37	13	0	39	24	15	Arenas limosas, SM
4	30	70	1.39	40	10.5	0	40	24	16	Arenas limosas, SM
5	40	60	1.43	43	7.8	0	44	25	19	Arenas arcillosas, SC
6	50	50	1.48	46	3.6	0	48	28	20	No determinado
7	60	40	1.52	49	2.3	0	39	26	13	Limos inorgánicos de baja plasticidad, ML
8	70	30	1.57	52	0.7	0.9	43	26	17	Limos inorgánicos de baja plasticidad, ML
9	80	20	1.61	54	0.2	1.6	56	26	30	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, CH
10	90	10	1.66	57	0.1	4.4	58	28	30	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, CH
11	100	0	1.7	60	0	5	61	31	30	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, CH

*Sistema unificado de clasificación de suelos

En la figura 4.24 se observa el resumen de deformaciones de las mezclas, se observa que hasta la mezcla numero 8 se presenta expansión por lo que el colapso va en decremento y la expansión incrementándose después de esta mezcla.

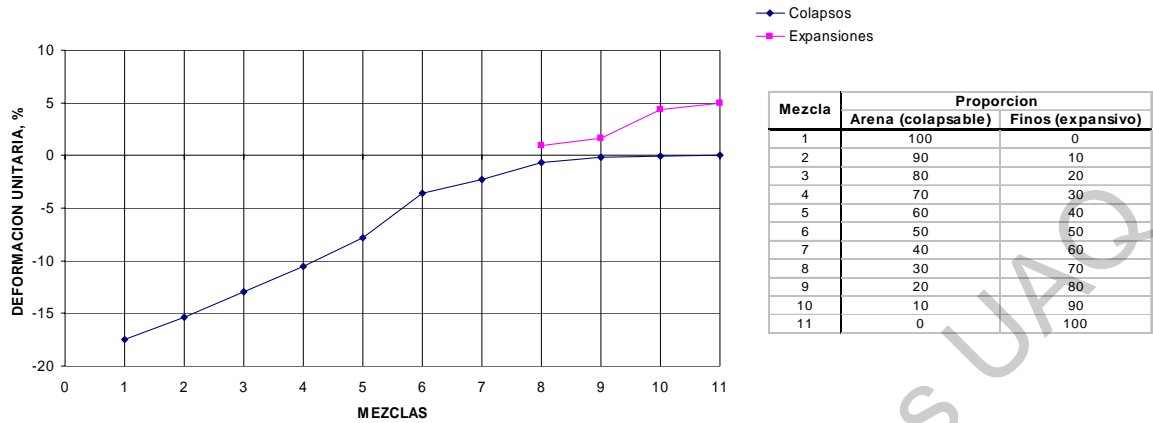


Figura 4.24. Resumen de deformaciones de las mezclas.

En la figura 4.25 se muestran las deformaciones que se obtuvieron en todas las mezclas elaboradas para el suelo expansivo colapsable, se observa que el colapso va en decremento conforme se aumenta el contenido de material fino. En la mezcla de 30% colapsable con 70% expansivo empieza a presentarse el fenómeno de expansión, además del colapso. En las mezclas que se presentaron los dos fenómenos siempre se dio el colapso seguido de la expansión.

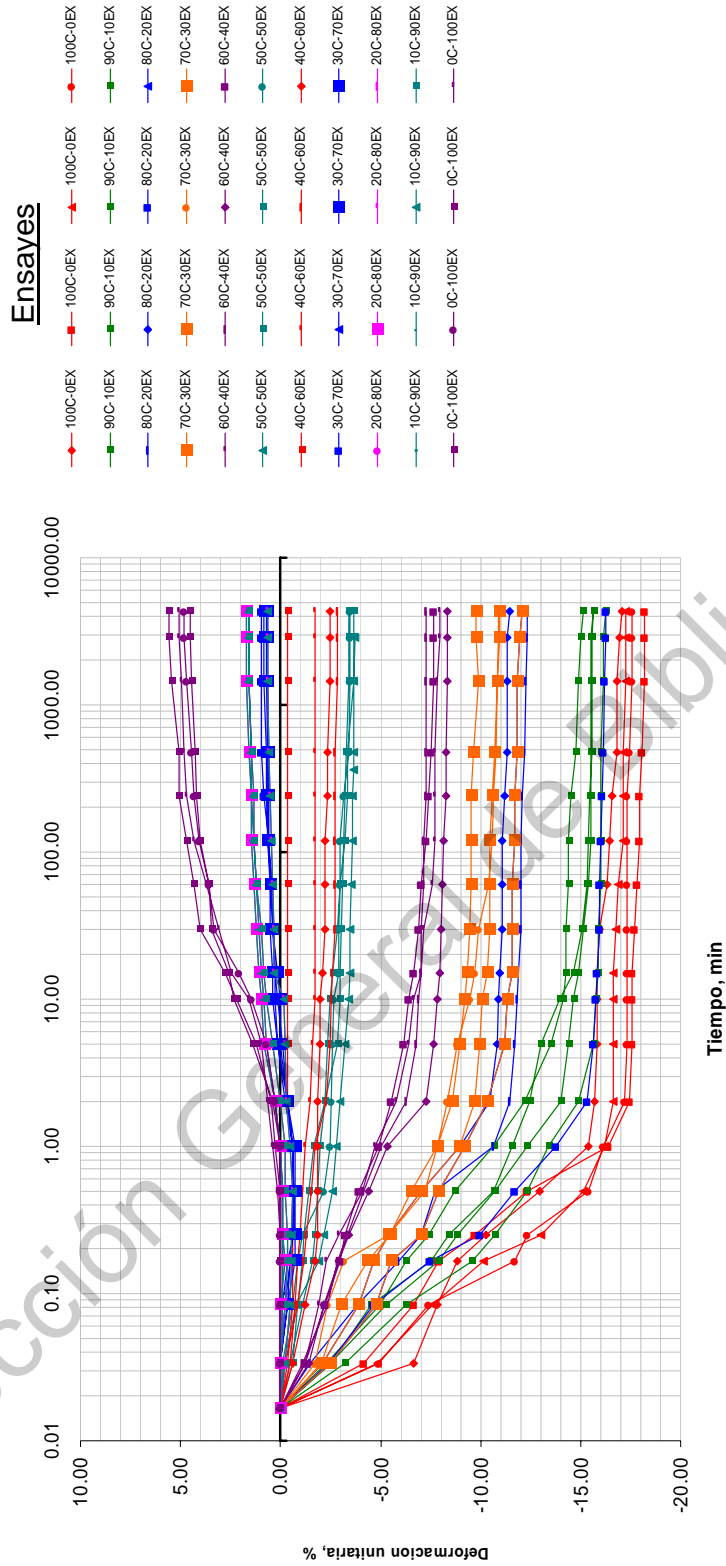


Figura 4.25. Deformaciones de las todas las mezclas elaboradas.

En la figura 4.26 se muestra el nomograma para las mezclas diseñadas con suelo expansivo y suelo colapsable. En donde se observa las deformaciones que pudieran presentarse al tener una distribución granulométrica y un peso específico de la masa en estado natural. Estas deformaciones pudieran ser negativas cuando se trate de colapso o positivas cuando sea expansión.

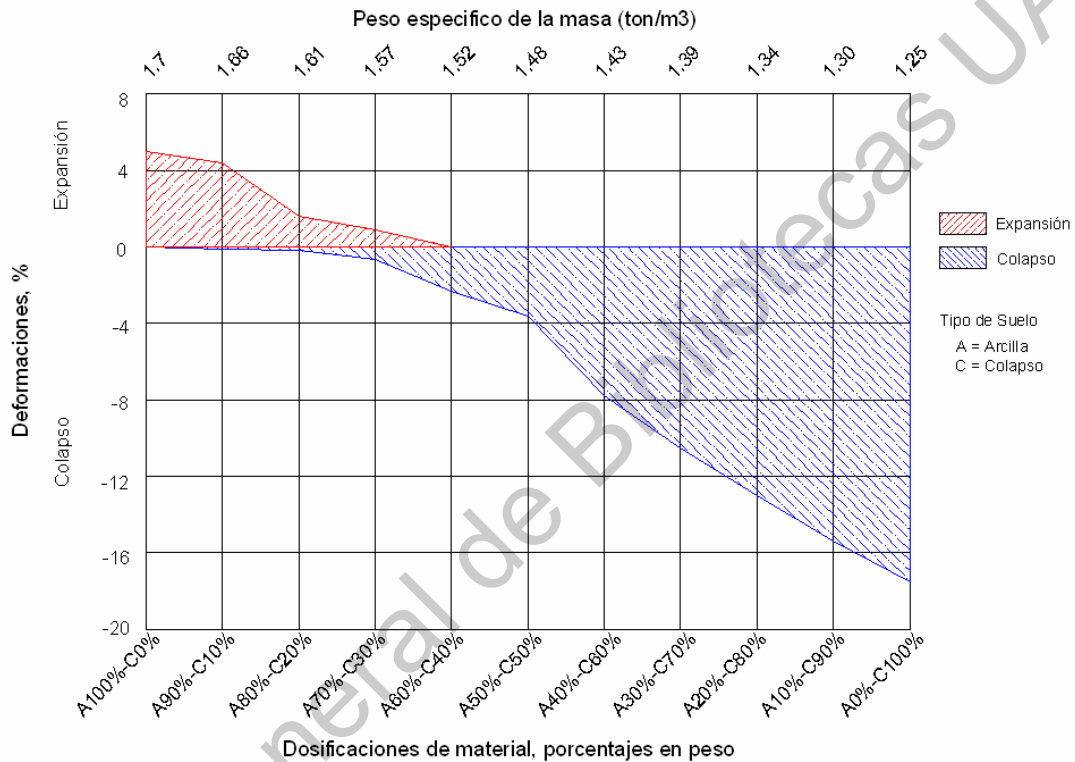


Figura 4.26. Nomograma de mezclas diseñadas con suelo expansivo y colapsable.

4.4 Comparación de resultados experimentales con suelos naturales

En la tabla 4.26 se muestra las deformaciones del suelo en estado natural con una composición granulométrica del 10% colapsable y 90% expansivo que se reportó en el informe técnico que elaboró la Universidad Autónoma de Querétaro en 2001. En la figura 4.27 se integran las cuatro curvas de deformación correspondiente a la combinación en granulometría realizadas en este estudio y las curvas de deformación de los suelos en estado natural reportados. Cabe mencionar que los ensayos 1natural fue realizado a un esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm^2 y el ensaye 2natural fue echo a un

esfuerzo vertical de 0.37 kg/cm^2 , lo ensayos de este trabajo fueron llevados a cabo con esfuerzos de 0.3 kg/cm^2 .

Tabla 4.26 Comparación entre las mezclas diseñadas con los suelos en estado natural a 10% colapsable 90% expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m ³)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	19	57	1.66	0.12	4.59
2	19	57	1.66	0.12	4.43
3	19	57	1.66	0.12	3.63
4	19	57	1.66	0.18	4.12
1natural	29.5	51.45	1.36	0.48	1.99
2natural	35.9	63.94	1.44	0.48	1.51

En la figura 4.27 se observa las deformaciones de las mezclas elaboradas en este trabajo y las deformaciones que se reportaron en el suelo en estado natural. Se puede ver que tienen el mismo comportamiento de que el colapso se presenta antes de la expansión, probablemente la expansión sea menor en los suelos en estado natural respecto a los experimentales debido a que están sometidos a distintos esfuerzos verticales durante el ensaye.

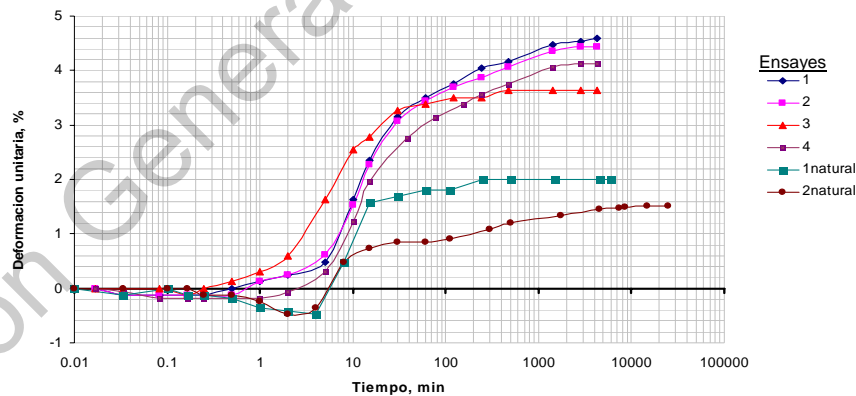


Figura 4.27. Deformaciones de las mezclas elaboradas a 10% colapsable 90% expansivo y los suelos en estado natural.

En la tabla 4.27 se muestra la deformación que se obtuvo en la mezcla del suelo en estado natural con una composición granulométrica del 50% colapsable y 50% expansivo, así mismo se integran las deformaciones obtenidas para esta mezcla en específico.

Tabla 4.27 Comparación entre las mezclas diseñadas con los suelos en estado natural a 50% colapsable 50% expansivo.

No. ensaye	Humedad (%)	Grado de saturación inicial (%)	Peso específico de la masa (ton/m3)	Potencial de colapso (%)	Porcentaje de expansión (%)
1	19	46	1.48	3.5	0
2	19	46	1.48	3.69	0
3	19	46	1.48	3.4	0
4	19	46	1.48	3.71	0
1natural	16.3	37	1.57	4.11	0

En la figura 4.28 se observa las deformaciones de las mezclas elaboradas en este trabajo y la deformación que se reportaron en el suelo en estado natural. Se puede ver que tienen el mismo comportamiento, solo se presenta el colapso. El ensaye realizado al suelo en estado natural fue llevado a cabo bajo un esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm² y los ensayes realizados en este trabajo fueron elaborados a esfuerzos verticales de 0.3 kg/cm².

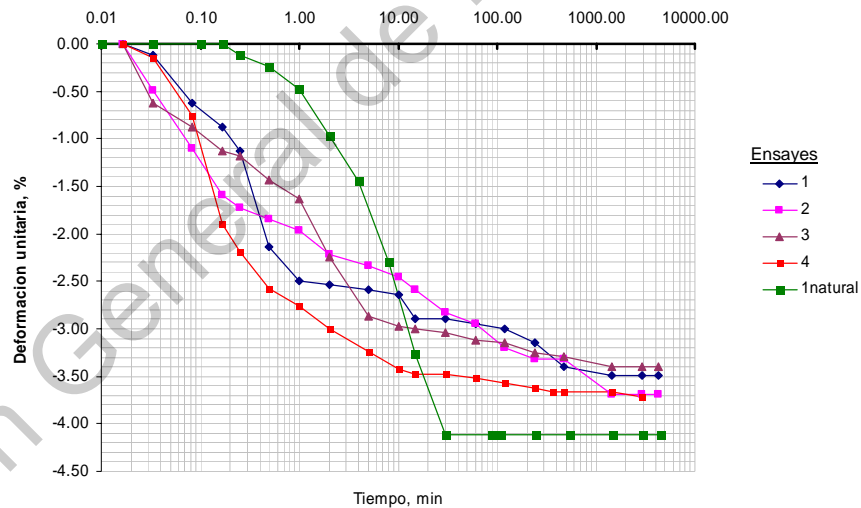


Figura 4.28. Deformaciones de las mezclas elaboradas a 50% colapsable 50% expansivo y el suelo en estado natural.

Capítulo 5. Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

Del material colapsable (arena y finos) se tiene que únicamente se presenta colapso y que el comportamiento casi es de forma lineal respecto a los contenidos de arena y finos, siendo mayor para la arena y menor para los finos. Además, este comportamiento se presenta de forma casi inmediata, aproximadamente a los 2 minutos en todos los casos. Nótese también que para mayor carga, mayor colapso y viceversa.

Del material expansivo colapsable se tiene que el colapso se presenta en todas las mezclas, mientras que la expansión solo a partir del contenido de 70% finos y mayores. También se observa que el colapso disminuye notablemente en la mezcla de 40% colapsable y 60% finos expansivos, debido probablemente a que la arcilla ocupa los vacíos del suelo y por ende, disminuye el volumen hueco probable de colapso.

De las deformaciones mostradas para el suelo colapsable se observa que son comportamientos semejantes.

De las deformaciones mostradas para el suelo expansivo colapsable se observa que son comportamientos semejantes y hasta la mezcla de 70% colapsable y 30% expansivo; a partir de ahí, el comportamiento se empieza a revertir a expansión.

El colapso depende de la fracción gruesa del suelo y la expansión de la fracción fina del suelo, por lo que existe una relación entre la distribución granulométrica del suelo con los fenómenos de expansión y colapso.

Por lo anterior se demuestra que la hipótesis es positiva ya que el colapso se hará presente siempre que se encuentre arenas o finos colapsables, mientras que para la expansión sucede que se contrarresta esta deformación debido a los

vacíos del suelo y solo se registra cuando la cantidad de finos expansivos es de 70% o mas en la mezcla.

5.2 Recomendaciones

Sería importante extender esta investigación teniendo como variable el grado de saturación, ya que se vería la influencia del agua en el comportamiento de estos suelos.

Se recomienda recuperar más suelos naturales que podrían compararse con este estudio para tratar de observar diferentes comportamientos con granulometrías naturales.

Se recomienda realizar ensayos con las mismas distribuciones granulométricas de este trabajo, pero a diferentes pesos específicos de la masa, y también a diferentes esfuerzos.

Se recomienda elaborar ensayos a diferentes tipos de compactación para observar el comportamiento de estos suelos.

Referencias

- Alonso, E. E., Gens, A., and Hight, D. W. (1987), "Special problem soils general report", 9th European conference on soil mechanics and foundations engineering, Dublín, Vol. 3.
- Álvarez Manilla A. A., García Becerra J., López Lara T., y Martínez Peña GGEI., (2002). "Origen y características de los suelos colapsables en la Zona Metropolitana de Querétaro". XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Vol. 2. Querétaro, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, AC. México.
- ASTM D4546-03 (2003), "Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils", Annual Book of ASTM Standards, Construction, Volume 04.08, Solid and Rock Building Stones, USA.
- ASTM D5333-03 (2003), "Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils", Annual Book of ASTM Standards, Construction, Volume 04.08, Solid and Rock Building Stones, USA.
- Barrera Bucio Mauricio, (2002). "Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables". Tesis Doctoral. UPC, Barcelona, España.
- Barrera Bucio Mauricio, Garnica Anguas P. (2002). "Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres". Publicación técnica No. 198. IMT. Sanfandila, Querétaro, México.
- Chen Fu, Hua (1975). "Foundation on expansive soil". Elsevier Scientific Company, New York.
- Correa, Penalista Juan, (1976). "Suelos Colapsables", VIII Reunión de Mecánica de Suelos, Tomo III, Guanajuato, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, AC. México.
- Jiménez Salas, J. A. y Justo, J. L. (1975), Propiedades de los suelos y de las rocas. Geotecnia y Cimentaciones I, Editorial Rueda, Madrid.
- López-Lara, Teresa (1995). "Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas expansivas de Jurica, Querétaro". Posgrado en Ingeniería. Universidad Autónoma de Querétaro. Querétaro, México

- López-Lara, Teresa (2002). "Estudio fisicoquímico de la modificación de suelos expansivos". Doctorado en ingeniería. Universidad Autónoma de Querétaro, Santiago de Querétaro, Qro. México.
- Meehan, R. y Karp, L. (1994). "California housing damage related to expansive soils". Journal of performance of constructed facilities. No. 2, USA.
- Pérez Rea M. L. y Castañón A. (1999). "Evaluación en el laboratorio de la fatiga de expansión de un suelo de Querétaro". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Foz do Iguazú, Brasil.
- Pérez Rea M. L. (1993). "Succión y comportamiento esfuerzo –deformación en suelos expansivos de Jurica y Tejeda, Qro." Querétaro, México.
- Pousada Presa, Erundino (1984). "Deformabilidad de las arcillas bajo succión controlada". Tesis Doctoral. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Madrid, España.
- Rico R. A. y Del Castillo (2002). "Mecánica de suelos aplicada a las vías terrestres". Editorial Limusa. México.
- Rico Rodríguez, Del Castillo Hermilo (1980). "La ingeniería de suelos en las vías terrestres", volumen II. Editorial Limusa. México.
- Rojas, E. y Hurtado (2001). Informe técnico del proyecto Jardines del Valle, elaborado para el Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de Querétaro CICQ A. C. México.
- Sánchez Naveda Freddy Edilio (1979). "Estudio de un suelo expansivo de Coro, Venezuela". Tesis de Maestría. UNAM, México.
- Springall C. José (1974). "cimentaciones", VII Reunión de Mecánica de Suelos, tomo II, Guadalajara, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, AC. México.
- Trejo Moedano Ángel (1986). "Soluciones constructivas de cimentaciones en suelos expansivos". Curso cimentaciones sobre arcillas expansivas, Querétaro, México.
- Trejo Moedano Ángel (1989). "Los suelos expansivos y su problemática". Academia mexicana de ingeniería a alternativas tecnológicas 29 mesas redondas sobre los suelos expansivos y su problemática. México.

- Trejo Moedano Ángel (1995). "Patología de las cimentaciones sobre suelos expansivos". X. Congreso panamericano de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones. México.
- Vallejos Horacio R. (2000). "Suelos expansivos y su relación con las obras viales". XIII Congreso de Vialidad y Tránsito. Argentina.
- Villafañe German y Coronado Carlos (2000). "Cimentaciones en suelos expansivos: práctica local". VIII Congreso Colombiano de Geotécnica. Colombia.,
- Zepeda G., J. A. (1989). "Propiedades mecánicas e hidráulicas en suelos no saturados, succión". ". Curso internacional de mecánica de suelos arcillosos. J. Alfredo Zepeda Garrido. México
- Zepeda, G. J. A. y Castañeda A. H. (1992). "Distribución de suelos expansivos en la República Mexicana", Curso Internacional de Mecánica de Suelos arcillosos, Universidad Autónoma de Querétaro y Universidad de Laval (Canadá) Québec, Querétaro, Qro., UAQ. México.
- Zepeda G., J. A. y Flores F., M. (2002). "Expansión y compresibilidad de arcillas parcialmente saturadas". II Congreso Panamericano de Enseñanza de la Mecánica de Suelos. Guayaquil, Ecuador.