

## CAPÍTULO 2

### COMPORTAMIENTO DE SUELOS NO SATURADOS. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

#### 2.1 Introducción

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.

### 2.1.1 Reseña histórica de la mecánica de los suelos no saturados

La evolución de la mecánica de los suelos no saturados puede dividirse en tres periodos. En el primer periodo, antes de 1965, muchas de las investigaciones llevadas a cabo en los suelos no saturados fueron realizadas para investigar la validez del concepto de las tensiones efectivas para los suelos no saturados (por ejemplo Bishop, 1959 y Aitchison, 1960). Durante este periodo el concepto de las tensiones efectivas fue modificado con la finalidad de analizar el comportamiento de los suelos no saturados.

En el segundo periodo, de 1965 a 1987, muchas de las investigaciones se realizaron con la finalidad de investigar la posibilidad de usar dos variables de estado tensionales en lugar de una (por ejemplo Matyas y Radhakrishna, 1968 y Fredlund, 1979). La “tensión neta” (tensión total menos presión de aire de poros) y “succión” (presión de aire de poros menos presión de agua de poros) se trataron como las dos variables de estado tensional. Durante este periodo se desarrollaron estructuras independientes para modelar comportamientos en el cambio de volumen y de corte en los suelos no saturados en términos de las dos variables de estado tensional. Sin embargo el comportamiento del cambio de volumen y de corte se trataron por separado.

En el tercer periodo, desde 1987, varios investigadores han investigado el comportamiento de los suelos no saturados en términos del concepto del estado crítico y trataron de investigar el límite elástico de los suelos no saturados cuando el suelo es sometido a un ciclo de carga y descarga (Alonso *et al.* 1990). Hasta entonces el comportamiento del cambio de volumen y de corte de los suelos no saturados se había tratado separadamente. En investigaciones recientes se ha comenzado a enlazar el comportamiento del cambio de volumen y la resistencia al corte de los suelos no saturados desarrollándose modelos elastoplásticos. Asimismo ha surgido una evolución en los aparatos de laboratorio que ha permitido medir en forma más precisa estos comportamientos.

## 2.2 El suelo no saturado. Generalidades

### 2.2.1 Origen

Teniendo en cuenta su origen, los suelos parcialmente saturados pueden ser naturales o artificiales. Respecto a los primeros se han descrito en la bibliografía una gran variedad de ejemplos tanto en suelos sedimentarios (eólicos, aluviales, coluviales, etc.), como en suelos residuales lateríticos y saprolíticos.

Gran parte de los suelos sedimentario se han depositado en ambientes acuosos, quedando inicialmente saturados y posteriormente desecados debido a las circunstancias ambientales. Estos suelos abundan en lugares de clima árido y semi-árido, en que las estaciones son muy marcadas con periodos secos prolongados. Según diversos autores, estos lugares ocupan cerca del 30 % de la superficie de la Tierra. Respecto a los suelos residuales, su formación está asociada a los agentes de meteorización y el tipo de roca matriz. Los suelos tropicales lateríticos y saprolíticos, frecuentemente están en estado no saturado, debido a sus características de alta permeabilidad y las condiciones climáticas en las cuales se encuentran (Vaughan, 1985). Estos suelos son originados por la intensa y profunda descomposición de la roca matriz, bajo condiciones climáticas y biológicas que prevalecen en los trópicos. Por otra parte, dentro de los suelos artificiales se encuentran los suelos compactados extensamente utilizados en obras de tierra (presas, terraplenes, etc.), que debido a su naturaleza son suelos no saturados. Según Barden (1965) es razonable aceptar ciertas similitudes de comportamiento entre los suelos compactados y los suelos naturales desecados.

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas, en cuyo caso se produce un colapso, como negativas, en cuyo caso se produce un hinchamiento. Según Aitchison (1973), tanto el colapso como el hinchamiento pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural, debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento deformacional del suelo al variar las condiciones ambientales (ejemplo cambios de humedad), sin modificación del estado tensional exterior. Teniendo en cuenta la importancia de estos suelos para comprender el comportamiento de los suelos parcialmente saturados, se presentan a continuación algunos aspectos referentes a su origen.

Respecto a los suelos identificados con estructura potencialmente colapsable, éstos tienen origen bastante variable. Aunque los más extendidos son los de origen eólico (loes y arena eólica) se han observado colapsos en suelos aluviales, coluviales, residuales o en rellenos compactados (Dudley, 1970). La sensibilidad al colapso es graduada según el tipo de depósito, de tal forma que los suelos de origen eólico son, en general más propensos al colapso que los aluviales. Sin embargo, Aitchison (1973) indica que dependiendo del lugar pueden existir importantes variaciones. De forma general se observa que el origen de un suelo es de poca ayuda para conocer su potencialidad en colapsar. Aitchison (1973) indica lo inadecuado en definir un suelo como colapsable, sin que antes se haya

definido una estructura que a su vez depende de la porosimetría, del grado de saturación y del estado tensional a que esté sometido.

En cuanto a los suelos potencialmente expansivos, hay que relacionar su origen a la presencia de partículas arcillosas que puedan provocar esta expansión. Habitualmente se consideran tres minerales arcillosos: montmorillonita, illita y caolinita; que por su abundancia respecto a otros se les considera como básicos para efecto de estudiar este fenómeno. Según Schreiner (1987), la fuente de estos minerales es una amplia gama de rocas ígneas básicas incluyendo rocas volcánicas y lavas en las que las más frecuentes son los basaltos, si bien, en algún caso ha sido el granito. La montmorillonita necesita un medio alcalino como factor imprescindible y se genera habitualmente en zonas áridas con poco drenaje y en consecuencia con alta concentración de cationes y minerales. La caolinita se produce con pH más bajo y en las zonas más drenadas y con menores concentraciones de cationes. Por esta razón la montmorillonita abunda en valles y zonas deprimidas y la caolinita en lugares con mayores pendientes. La illita, por su parte, precisa para su formación un pH ligeramente alcalino.

### **2.2.2 Fases componentes de un suelo no saturado**

El suelo parcialmente saturado es un sistema trifásico compuesto por sólidos, líquidos y gases. Las relaciones existentes entre estas fases y los componentes del suelo, según Yoshimi y Osterberg (1963), están presentadas en la Fig. 2.1 de forma resumida. Contrariamente a lo expuesto con anterioridad, Fredlund y Morgenstern (1977) han propuesto una cuarta fase, considerando a la interfase entre el aire libre y el agua libre como una fase independiente. Aducen que esta interfase, formada por una película de escasas moléculas de espesor, tiene propiedades distintas de las del agua y el aire a las que separa. En su análisis tensional dichos autores consideran que dos de las fases se equilibran bajo las presiones aplicadas (partículas sólidas y “membrana contráctil”) y las otras dos fases fluyen bajo las presiones aplicadas (aire y agua). Por otro lado, en las relaciones peso – volumen se considera el suelo como un sistema trifásico, incluyendo el peso de la membrana como parte del peso del agua y no considerando su volumen. En esta memoria de tesis se considera el suelo como un sistema trifásico compuesto por un esqueleto sólido, con poros rellenos de agua y aire, no considerando la influencia de la membrana “contráctil” de forma independiente. El conocimiento de las interacciones existentes entre las tres fases del sistema constituye el punto

básico para el entendimiento del comportamiento del suelo no saturado. A continuación serán comentados brevemente algunos aspectos básico referentes a cada una de las fases constituyentes.

#### *Fase sólida*

Está integrada básicamente por partículas sólidas de distintos tamaños. Las propiedades más importantes de dichas partículas son:

- Tamaño
  - \* fracción gruesa
  - \* fracción fina
- Forma
- Textura
- Composición química
  - \* cargas eléctricas
  - \* capacidad de cambio catiónico

Estas propiedades son, en gran medida, responsables de muchos de los comportamientos característicos de un suelo. Las partículas se disponen formando arreglos geométricos conocidos como estructura del suelo. Esta es determinante en la respuesta del suelo especialmente en los no saturados, ya que influyen en el estado de tensiones que se desarrolla en los contactos entre partículas, el aire y el agua y controla la componente capilar de la succión (Alonso *et al.* 1987).

#### *Fase líquida*

La fase líquida se compone fundamentalmente del agua y de las sales disueltas en ella. De una forma clásica esta fase ha sido clasificada en tres tipos:

- Agua adsorbida en la partícula o haciendo parte de la capa doble difusa, que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas.
- Agua capilar, que permanece en el suelo por acción de las fuerzas capilares y pueden moverse por la acción de éstas.
- Agua gravitacional, es aquella que puede perder el suelo en condiciones de drenaje libre por gravedad.

Desde el punto de vista hidrodinámico el agua capilar y el agua gravitacional forman una sola unidad que puede denominarse de agua libre.

### *Fase gaseosa*

Esta fase está formada básicamente por aire y vapor de agua. Según los estudios de varios autores, la forma en que se encuentra el aire en el suelo, está relacionada con la humedad o el grado de saturación del mismo. Hilf (1956) citado por Gili (1988) considera que las burbujas sólo pueden existir si el agua que ocupa los poros del suelo está saturada de aire. Según Vaughan (1985), el aire presente en el suelo tiene tendencia a agruparse ocupando completamente determinados poros en lugar de permanecer en forma de burbujas aisladas. El aire que se disuelve lo hace por la Ley de Henry y se difunde a los poros cerrados con menor presión, por lo que cuando el sistema alcanza el equilibrio, todas las bolsas de aire quedan con la misma presión. Cuando el grado de saturación del suelo es bajo, el aire puede ocupar sus canalículos que pueden estar comunicados entre sí y con el exterior. Desde un punto de vista geotécnico el aire se considera compresible, en contraposición con el agua que siempre se la considera incompresible. Aunque el aire no sea un gas perfecto, se le atribuye un comportamiento que sigue la Ley de los Gases Perfectos para el intervalo de presiones y temperaturas usuales en el suelo.

### **2.2.3 Clasificación de los suelos no saturados**

La estructura de un suelo no saturado depende del proceso por el cual el suelo ha llegado a ser no saturado (por ejemplo secado de un suelo natural o compactación de rellenos). La estructura tiene una influencia considerable en el comportamiento del suelo no saturado. Por esta razón, los suelos no saturados generados por diferentes procesos tienden a presentar diferentes formas de comportamientos mecánicos. En suelos formados por un proceso dado, la estructura puede variar considerablemente. Esta variación ocurre particularmente en rellenos de arcillas compactadas. La estructura de un relleno de arcilla compactada no saturada cambia drásticamente con el método de compactación, el grado de compactación y el contenido de agua.

Wroth y Houlsby (1985) propusieron tres tipos diferentes de suelos no saturados tomando como base la continuidad del fluido de fases.

1. *Fase de aire discontinua y la fase de agua continua* (Fig. 2.2a). Este tipo de estructura se encuentra en los suelos no saturados que tienen un alto grado de saturación. En estos suelos el aire se encuentra en forma de burbujas discretas. Esta situación ocurre probablemente en una zona de transición estrecha en suelos naturales, sobre la zona saturada y bajo una zona con bajo grado de saturación.

2. *Fases continuas de aire y agua* (Fig. 2.2b). Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos con un grado intermedio de saturación, este intervalo de grado de saturación se presenta: a) en una zona de transición en un depósito de suelo natural; b) en rellenos compactados de granos finos (limo y arcillas).
3. *Fase de aire continua y fase de agua discontinua* (Fig. 2.2c). Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos no saturados con bajos grados de saturación. Esto se presenta: a) en suelos naturales cercanos a la superficie y b) en algunos rellenos compactados por ejemplo escolleras y pedraplenes.

La presión de aire de poros en suelos no saturados es siempre mayor que la presión de agua de poros, debido a la curvatura de la interfase aire-agua. En suelos no saturados en bases de tierra que contienen una fase de aire continua (puntos 2 y 3) la presión de aire de poros será cero (igual a la presión atmosférica), debido a que la fase de aire continua esta abierta a la atmósfera y la presión de agua de poros será negativa.

La investigación descrita en esta memoria de tesis, se enfocó particularmente sobre suelos no saturados encontrados en suelos compactados estáticamente bajo condiciones isotropas. Este proceso particular de compactación deja al suelo en un grado de saturación máxima de 70 % resultando en un suelo que presenta las características del punto 2.

#### **2.2.4 Estructura de los suelos**

En este apartado serán tratados algunos aspectos de la estructura del suelo, principalmente aquellos que afectan más significativamente a sus propiedades mecánicas hidráulicas. Su conocimiento permite una interpretación cualitativa del comportamiento del suelo. El término estructura será referido aquí a la distribución y orientación del conjunto de las partículas sólidas del suelo.

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

arcillas considerando que tenían una estructura floculada, o una estructura dispersa, aplicando la teoría de la capa doble difusa. Sin embargo estos conceptos se desarrollaron para dispersiones coloidales, y no pueden aplicarse más que en casos muy particulares, como por ejemplo, en arcillas marinas. La teoría de la capa doble difusa trata de explicar las fuerzas de los contactos en función del tipo de estructura floculada (de tipo abierta, con numerosos contactos cara-borde) o dispersa. Considerando esta teoría, las caras de las partículas de arcilla están cargadas negativamente, mientras que los bordes, positiva y negativamente, de este modo se generan los contactos cara-borde o borde-borde.

En la actualidad se considera la estructura interna del suelo, de forma simplificada, teniendo en cuenta tres tipos de elementos (Alonso *et al.*, 1987) que son: partículas elementales, agregados de partículas, y poros. A partir de estos elementos se pueden establecer tres estructuras fundamentales (Fig. 2.3) que simplifican el conjunto de todas las estructuras posibles. Cuando las partículas elementales están distribuidas de forma homogénea se considera una estructura de tipo matricial, con granos de arena rodeados de partículas arcillosas elementales creando una matriz. A veces las partículas elementales están agrupadas como si fueran un grano de tamaño mayor. En este caso se dice que hay una microestructura de agregados. Finalmente puede considerarse una estructura de granos de arena con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos, sin partículas de arcilla.

Generalmente los suelos compactados del lado húmedo del óptimo de compactación, y los suelos expansivos se corresponden con una microestructura de tipo predominantemente matricial. Mientras que los suelos compactados del lado seco del óptimo, o que tienen tendencia a colapsar, suelen presentar microestructura de agregados, o con conectores de arcilla. Cuando cargamos un suelo con una microestructura de agregados, los contactos entre agregados o entre granos de arena, y agregados se rompen de modo que los agregados pasan a ocupar el vacío de los poros, y el suelo colapsa irreversiblemente. Este comportamiento está condicionado por la succión matricial que actúa de dos modos: la componente capilar, asociada al agua entre agregados, aumenta la rigidez de la estructura cuando la succión es elevada; mientras que la componente de adsorción, en las partículas de arcilla, mantiene una baja compresibilidad de dichas partículas. De un modo similar, si mojamos el mismo suelo, la disminución de la succión provoca una disminución de la resistencia de los contactos entre agregados, y la estructura colapsa irreversiblemente. Esto sucede a pesar de que los agregados puedan experimentar un aumento de volumen debido a la captación de agua en las partículas de arcilla. Pero este aumento de volumen en materiales no expansivos, es menor que la

disminución provocada por el colapso general de la estructura, con desaparición de gran cantidad de los macroporos. En algunos casos es posible transformar la estructura de agregados, en una de tipo matricial.

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

La estructura de los suelos ha sido estudiada por medio de microscopio de barrido electrónico (SEM), que permite tener una referencia visual. Además, actualmente los microscopios de tipo ambiental (ESEM) permiten controlar la humedad de las muestras, de modo que es posible realizar un estudio más detallado de la microestructura. Por otra parte, los estudios de porosimetría permiten detectar distribuciones de poros bimodales, en el caso de estructuras de agregados (Fig. 2.3b), con la existencia de poros inter-agregados. Mediante la distribución de los poros también es posible observar que bajo cargas de compactación mayores, los macroporos disminuyen de tamaño, pero no sucede igual con los microporos.

### **2.2.5 Succión en suelos no saturados**

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

La diferencia entre presión de aire de poros y presión de agua de poros se define como la succión matricial. El valor de esta succión matricial depende de la tensión superficial y el radio de curvatura

del menisco. Cuando el grado de saturación disminuye, el menisco se retrae en espacios de poros pequeños donde el radio de curvatura del menisco se reduce y, de esta manera, la succión matricial se incrementa. Debido a los poros pequeños, se desarrollan succiones matriciales más altas en suelos arcillosos más que en los suelos granulares.

El flujo de agua a través de los suelos no saturados se controla por el gradiente del potencial de agua total. El potencial de agua total puede expresarse como la suma de tres componentes:

- a) *Potencial gravitacional*, causado por la elevación del agua del suelo con respecto a un nivel de referencia.
- b) *Capilar o potencial matricial*, causado por efectos de tensión de superficie.
- c) *Potencial osmótico*, causado por la concentración de iones disueltos en el agua del suelo.

Para un suelo no saturado con el aire de los poros a presión atmosférica, el potencial matricial está dado por la succión matricial, definida anteriormente, multiplicado por la unidad de peso del agua (con un apropiado cambio de signo). Por analogía, el potencial osmótico dividido por la unidad del peso del agua es llamado “succión osmótica” (nuevamente con un cambio de signo). La suma de la succión matricial y la succión osmótica se define como la succión total.

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

## **2.2.6 Comportamiento deformacional de los suelos no saturados**

### **2.2.6.1 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 irreversibles 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.

Un mismo suelo puede sufrir hinchamientos o colapso, o ningún cambio de volumen de acuerdo con la densidad seca, la humedad, y la presión aplicada en el momento en el que se lo inunda, como señalan Jennings y Kenight (1975), según estos autores, hay un cruce en las curvas obtenidas en los ensayos realizados en un doble edómetro (Fig. 2.4), que separa la zona de hinchamientos probables, de la zona de colapsos probables.

#### **2.2.6.2 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 ensalces y causando así una reordenación de la estructura.

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 (Fig. 2.5)

### **2.2.6.3 Fenómeno de hinchamiento**

Determinados suelos (expansivos) sufren fenómenos de hinchamiento de magnitud considerable al aumentar su humedad. Aunque en general hinchamiento es cualquier disminución de deformación volumétrica, como por ejemplo la producida al reducir la tensión esférica, en este caso se refiere expresamente a este aumento de volumen provocado en el proceso de humedecimiento manteniendo constante el estado tensional exterior.

El proceso de hinchamiento se produce cuando un suelo no saturado se humedece adsorbiendo agua entre sus partículas y aumentando de volumen. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de las tensiones intergranulares al aumentar el grado de saturación. De hecho se pueden cambiar estos dos fenómenos, absorción de agua y relajación tensional, con un posible colapso, dependiendo de la estructura del suelo (densidad seca, presión exterior, etc.). En general, el hinchamiento está asociado a terrenos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, contrariamente a lo habitual en procesos de colapso.

Los suelos no saturados que contienen minerales arcillosos como la illita, la caolinita y la montmorillonita tienen tendencia a hinchar cuando se ponen en contacto con el agua. Lambe y Whitman (1959) se han referido exhaustivamente a estos minerales y consideran que el potencial de hinchamiento de los minerales arcillosos expansivos depende de los siguientes factores: estructura de los cristales; estructura del grupo de cristales y la capacidad de intercambio catiónico

Los mecanismos que producen el hinchamiento están relacionados con las propiedades y características de las partículas arcillosas. Son fundamentales las cargas eléctricas netas existentes en estas partículas provocadas, sobre todo, por sustituciones isomorfas, y la consecuente formación de la capa doble difusa conteniendo cationes y moléculas de agua.

Delgado (1986) resume en tres los mecanismos microestructurales fundamentales que producen el hinchamiento

- *Hidratación de las partículas de arcilla*: las partículas de arcilla, con cargas negativas, se rodean de moléculas de agua que a su vez atraen a otras moléculas de agua al quedar desbalanceada su carga eléctrica. El equilibrio eléctrico puede ser satisfecho también por cationes, formándose así cadenas de partículas-agua-cación-agua-partícula. En resumen, la partícula de arcilla se hidrata y aumenta de volumen.
- *Hidratación de cationes*: Los cationes adsorbidos en la capa doble difusa se rodean de moléculas de agua produciendo el consiguiente aumento de volumen.
- *Repulsión osmótica*: la concentración de cationes en la capa doble difusa decrece al alejarse de la partícula arcillosa, lo cual puede provocar una migración de las moléculas de agua hacia el interior por ósmosis si se pone en contacto con agua pura o con agua con una concentración más baja de cationes. El resultado es un aumento de volumen.

#### 2.2.6.4 Factores que afectan al hinchamiento

El proceso de hinchamiento de un terreno 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 los mismos*: cuanto más expansivos sean los minerales presentes en el suelo mayor será el hinchamiento que se producirá cuando el suelo se inunde.
- *Densidad*: para el mismo suelo con la misma humedad inicial, el hinchamiento será mayor cuanto mayor sea la densidad seca del mismo. Este fenómeno se puede observar también en los ensayos realizados por Cox (1978) sobre una limonita con un 27 % de arcilla que fue sometida a diversas presiones e inundada posteriormente (Fig. 2.6, 2.7).
- *Estado de tensiones*: la magnitud del hinchamiento es tanto menor cuanto mayor es la presión aplicada al suelo pudiendo llegar a anularlo por completo. El efecto de la presión puede observarse también en la Fig. 2.6, obtenida de Cox (1978).
- *Estructura del suelo*: los suelos que han experimentado cementaciones tienen menor tendencia a hinchar. Seed y Chan (1959) señalan que las estructuras floculadas tienen mayor tendencia a hinchar que las dispersas, en cambio la retracción es mucho menor para las primeras.
- *Tiempo*: dado que los suelos arcillosos expansivos son muy poco permeables, el proceso de absorción de agua de los mismos puede durar semanas, incluso años dependiendo de las condiciones de infiltración y del espesor del estrato (Balmaceda, 1991).
- *Fluidos intersticiales*: la presencia de sales disueltas en el agua que ocupan los poros del suelo influye en los fenómenos de formación de la capa doble. Una elevada concentración de sales y un pH alto favorecen la disociación de éstas y por lo tanto aumenta la cantidad de cationes presentes en el agua libre. Esto hace que se produzca una menor adsorción de cationes y que por lo tanto el hinchamiento sea menor.
- *Humedad*: a igualdad de otros factores la humedad del suelo influye también en la magnitud del hinchamiento. Cuanto menor es la humedad mayor es la expansividad potencial por cuanto el suelo es capaz de adsorber mayor cantidad de agua.

De acuerdo con los factores indicados, en un proceso de compactación la expansividad del suelo estará directamente relacionada con el método utilizado, la energía de compactación o la humedad inicial. En las Fig. 2.8 y 2.9 procedentes de Holtz (1959), citado por Josa (1988) puede observarse esta relación.

### 2.2.6.5 Comportamiento volumétrico

La deformación de los suelos parcialmente saturados ha sido largamente estudiada, principalmente en los análisis del comportamiento de los suelos potencialmente colapsables y expansivos.

Algunos suelos pueden presentar un comportamiento expansivo o colapsable, o hasta combinar los dos fenómenos en un mismo proceso de humedecimiento si las tensiones exteriores son suficientemente bajas o altas. Las deformaciones consideradas son globales del suelo, que concluyen tanto las componentes recuperables como irre recuperables. Alonso *et al.* (1987) analizan las deformaciones volumétricas de los suelos colapsables y expansivos.

El comportamiento tensión-deformación ha sido analizado considerando el espacio de tensiones  $p : s$ , donde  $p$  es la tensión neta y  $s$  es la succión. Existe gran cantidad de ensayos publicados, con diferentes trayectorias de tensiones en dicho plano. De estos ensayos se pueden extraer los siguientes resultados:

- 1) El aumento de la succión contribuye a un aumento de la rigidez de los suelos, de modo que parece que la carga de preconsolidación aparente aumenta con la succión (Alonso *et al.* 1987). Por otro lado, este aumento de la succión puede producir deformaciones plásticas irre recuperables, principalmente en suelos arcillosos (Josa, 1988). Sin embargo el aumento de la rigidez no puede ser indefinido y, tal y como se observa en Escario y Sáez (1987) en resultados experimentales, la relación entre la rigidez y la succión es no lineal, llegando a un valor máximo de la rigidez, para succiones que superen un cierto valor.
- 2) La carga aplicada controla, en gran medida, la cantidad de hinchamiento de los suelos cuando los sometemos a una disminución en la succión. Cuanto mayor es la carga aplicada, menor es el hinchamiento. En los suelos expansivos, los procesos cíclicos de humedecimiento y secado provocan una expansión irre recuperable (plástica) en el primer humedecimiento y a partir de él, el comportamiento es prácticamente elástico (Yuk, 1994).
- 3) La mayoría de los suelos pueden hinchar o colapsar dependiendo de la carga aplicada, cuando se disminuye la succión. Para cargas elevadas el suelo colapsa, pero hincha con cargas bajas. Sin embargo no es sencillo determinar el valor de la carga a partir del cual el suelo hincha o colapsa, dado que este comportamiento depende del valor de la succión. Es decir, un suelo que inicialmente hincha al disminuir la succión, puede llegar a un valor de la succión para el cual empiece a colapsar, aunque el resultado global sea un hinchamiento (Fig. 2.10). En los suelos compactados, estos fenómenos están relacionados con el hecho de que aquellos que se

compactan del lado seco del óptimo presentan una estructura de agregados. Inicialmente se produce un hinchamiento por el humedecimiento, pero la resistencia de los contactos entre los agregados disminuye con la succión de modo que al llegar a un valor crítico (que depende de la carga de forma inversa) la estructura colapsa.

- 4) Los suelos con una estructura abierta experimentan un colapso cuando se disminuye la succión. A medida que se incrementa la carga aplicada, el colapso producido al saturar un suelo, aumenta hasta llegar a un valor máximo, después del cual el colapso disminuye (Fig. 2.11). El valor de la carga para la cual se produce el colapso máximo depende, entre otros factores, del tipo de suelo, la humedad inicial y la densidad seca inicial.
- 5) Al cargar el suelo progresivamente se pueden producir deformaciones irreversibles, si se supera el valor de la presión de preconsolidación, de un modo similar a los suelos saturados. Sin embargo este valor aumenta con la succión, como se ha comentado en el primer punto.
- 6) El valor del hinchamiento alcanzado depende de la trayectoria de tensiones que se ha seguido, en el plano  $p : s$ , sobretodo cuando las trayectorias incluyen incrementos en la succión.

Entre otros, resultados de este tipo pueden encontrarse en Maswoswe, (1985) (ensayos en una arcilla arenosa en muestras compactadas estáticamente) y Justo, Delgado y Ruíz (1984) (ensayos en arcillas expansivas de muestras compactadas). En ensayos edométricos con control de succión, han mostrado, sin embargo, que un comportamiento volumétrico inverso podría ocurrir durante el proceso de humedecimiento. De hecho microestructuras potencialmente colapsables sujetas a una reducción de la succión de un valor inicial relativamente alto se han reportado que primeramente experimentan un hinchamiento y después una deformación de compresión (Escario y Sáez, 1973; Cox, 1978; Alonso *et al.* 1987).

En el estudio del comportamiento deformacional de los suelos parcialmente saturados existen varios planteamientos que consideran el suelo como un material isótropo y elástico. Fredlund y Morgenstern (1976) refiriéndose a la fase sólida, utilizan distintos módulos elásticos respecto a las tensiones y a la succión. Justo y Saettersdal (1982) citado por Yuk (1994), donde presentan una revisión de los métodos elásticos y un análisis de los suelos expansivos y colapsables. Richards (1984) analizando el comportamiento tensión-deformación de los suelos expansivos, propone un modelo que incorpora el comportamiento no lineal, en función de la tensión aplicada y de la succión, histéresis en el comportamiento tensión deformación y las tensiones internas de tracción y corte.

### 2.2.7 Rigidez al corte de los suelos no saturados

La resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados se ha desarrollado apoyándose en la ley de tensiones efectivas, incluyendo la succión de forma explícita (Bishop *et al.* 1960) y también incorporando las fuerzas eléctricas intergranulares (Lambe, 1960). La resistencia al corte crece con el incremento de la succión que corresponde a un incremento en las tensiones efectivas.

La resistencia de corte del suelo saturado es la resistencia mínima del suelo saturado, o sea la condición más desfavorable del suelo con la saturación completa. Teniendo en cuenta los amplios grados de saturación a que el suelo puede estar sometido en la naturaleza, el conocimiento de la variación de la resistencia asociado a los cambios del contenido de agua (o grado de saturación) conducirán al conocimiento más completo de su comportamiento. Los principales factores que afectan la resistencia al corte son la densidad seca (o el índice de poros), el contenido de humedad y el tipo de estructura (Lambe y Whitman, 1959; Seed y Chan, (1959).

Análogamente al caso de la deformación volumétrica, diferentes autores comprueban que la resistencia al corte aumenta con la succión partiendo del estado saturado. Brull (1980) encontró una relación lineal entre el módulo dinámico a pequeñas deformaciones y la succión en ensayos en limos y arenas, en los que midió succiones de hasta 800 kPa usando una placa de succión. Richards (1978) utilizó psicrómetros para medir succiones de hasta 3000 kPa y propuso una relación entre el módulo de corte y el logaritmo de la succión. Delage *et al.* (1987) realizó ensayos triaxiales con succiones superiores a los 800 kPa y observó también aumentos de la rigidez al corte al aumentar la succión. El módulo de corte aumenta al incrementar la succión, pero su incremento no es ilimitado ya que si el suelo se desatura por completo y llega al estado seco, la succión desaparece. Esta conclusión ha sido corroborada por los resultados de los ensayos realizados sobre limos y arenas en columna resonante por Wu *et al.* (1984).

Otra importante contribución para el desarrollo de un modelo constitutivo para el comportamiento de suelos no saturados fue hecho por Fredlund, Morgenstern y Widger (1978), quienes sugirieron una relación entre la tensión de corte  $\tau$  de suelos no saturados y las dos variables de estado de tensión  $\sigma - u_a$  y  $u_a - u_w$ :

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.1)$$

Donde  $c'$  y  $\phi'$  son la cohesión y el ángulo de fricción (con respecto a la tensión efectiva) a una condición saturada y  $\phi^b$  es el ángulo de fricción interna con respecto a la succión. Fredlund, Morgenstern y Widger (1978), mostraron experimentalmente que el valor de  $\phi'$  fuera igual para condiciones saturadas y no saturadas en ensayos triaxiales sobre muestras compactadas a contenidos de agua constante. Donde, todos los puntos de falla fueron graficados en el espacio  $\tau, u_a - u_w, ((\sigma_1 + \sigma_2)/2) - u_a$  (Fig. 2.12). Los puntos de falla fueron generados en la superficie plana. Valores de  $\phi'$ ,  $\phi^b$  y  $c'$  fueron calculados de los resultados y estos fueron usados para definir la ecuación (2.1).

Gulhati y Satija (1981) examinaron la resistencia al corte de suelos no saturados llevados a cabo en ensayos triaxiales bajo condiciones drenadas y contenidos de agua constante. Gulhati y Satija correlacionaron la resistencia de falla con la tensión neta y succión, introduciendo dos factores de fricción. Ellos graficaron los puntos de falla en la superficie definida por  $q, \sigma - u_a$  y  $u_a - u_w$ , concluyendo que la resistencia de suelos no saturados puede ser definido en términos de dos variables de estado tensional  $\sigma - u_a$  y  $u_a - u_w$ .

Escario y Sáez (1986) presentaron resultados que sugieren la necesidad de modificar la ecuación (2.1). Escario y Sáez realizaron ensayos de corte directo en condiciones drenadas sobre arcillas a diferentes valores de succión controlada, en la (Fig. 2.13) se muestran los resultados de unos de los suelos usados. Los resultados indicaron que  $\phi^b$  en la ecuación (2.1) no fue constante para un tipo de suelo dado.

Gan, Fredlund y Rahardjo (1988), también observaron la no-linealidad de la tensión de corte con la succión en ensayos triaxiales. Cada ensayo de corte se realizó a valores de succión controlada. A bajos valores de succión el valor de  $\phi^b$  fue aproximadamente igual a  $\phi'$  y entonces  $\phi^b$  comenzó a caer conforme la succión incrementaba (Fig. 2.14).

La no-linealidad de la tensión de corte con la succión fue incluso más aparente en los ensayos de corte directo realizados por Escario y Juca (1989), donde la componente de la resistencia debido a la succión alcanzó un máximo a un valor particular de succión y posteriormente comenzó a disminuir. Teóricamente si la succión se incrementa indefinidamente el suelo debe alcanzar finalmente un estado seco y la ecuación (2.1) será reducida a la relación de Mohr-Coulomb para suelos secos. Para satisfacer esta condición  $\phi^b$  debe caer a cero a valores muy alto de succión.

La validez general de este criterio de rotura ha sido, sin embargo, cuestionada en varias referencias. Los aspectos específicos observados o deducidos, correspondientes a hipótesis implícitas en su ecuación son las siguientes:

- El efecto de la succión desaparece al llegar al estado seco, por lo que el incremento de la resistencia al corte del suelo debe disminuir al llegar a él hasta el correspondiente al estado saturado. Esto implica la existencia de un cierto máximo intermedio que si bien se puede producir para grados de saturación bajos de las situaciones ingenieriles habituales, invalida al carácter general del criterio. Este aspecto ha sido señalado por Alonso y Lloret (1985) ó Escario y Sáez (1986) y comprobado experimentalmente por Escario y Sáez (1986) realizando ensayos a corte directo con succión controlada.
- Se ha observado así mismo que  $\phi^b$  es también variable en rangos de succión bajos como describe Escario y Sáez (1986). Fredlund *et al.* (1987) indica que  $\phi^b$  pasa a valer  $\phi'$  para valores de succión bajos, en éstas condiciones considera que  $\phi^b$  puede suponerse constante salvo para dicho rango de succiones en que  $\phi^b$  se convierte en  $\phi'$ . Delage *et al.* (1987) obtienen análogamente valores de  $\phi^b$  dependientes de la succión al ensayar arcillas en un equipo triaxial.

En consecuencia el criterio propuesto por Fredlund *et al.* (1978) puede desviarse de la realidad dependiendo de los rangos de succión utilizados o del tipo de suelo ensayado, aún cuando puede considerarse válido para variaciones suficientemente pequeñas del estado tensional. En general, determinación de la resistencia al corte para suelos parcialmente saturados no está completamente resuelto. Los resultados experimentales obtenidos han permitido definir no-linealidad de la envolvente de resistencia respecto a la succión. Sin embargo, en lo que se refiere a los modelos de comportamiento, se ha observado las grandes dificultades existentes en las formulaciones teóricas (Bishop *et al.* 1960; Fredlund *et al.* 1978), aunque exista una tendencia en la actualidad a aplicar las teorías del estado crítico para la expresión de las envolventes de resistencia (Alonso *et al.* 1987; Toll, 1990).

### 2.2.8 Suelos compactados

La compactación es no de los varios procedimientos de mejora de un suelo que interviene en construcción. Por sus características, dentro de los procedimientos de mejora del terreno, se define como un método mecánico basado en la expulsión del aire que ocupa los poros del suelo y en la reducción rápida del índice de vacíos a humedad constante. Se aplica en la construcción de rellenos

artificiales como presas, terraplenes, caminos, etc. y en algunas ocasiones a terrenos naturales, como es el caso de las cimentaciones sobre arenas sueltas. El conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales compactados y de las condiciones de trabajo de los mismos en la estructura que se construye son indispensables para dimensionarla y asegurar su estabilidad. Por esta razón se han desarrollado procedimientos y técnicas experimentales de laboratorio e *in situ* que han tratado de reproducir los procesos de compactación reales.

El objetivo básico de la compactación de un suelo es la obtención de un nuevo material (suelo compactado) que tenga un comportamiento adecuado para su aplicación específica. La compactación genera en el suelo deformaciones permanentes que modifican sus propiedades originales causando, entre otros, los efectos siguientes:

- densificación del suelo (aumento de la densidad seca)
- aumento de la resistencia mecánica
- aumento de la rigidez
- reducción de la permeabilidad
- reducción de la erosionabilidad

Estos son algunos de los efectos más importantes pero también altera la estructura del suelo y modifica la anisotropía mecánica (Rico y del Castillo, 1976).

Los suelos no saturados formados por el proceso de compactación son muy heterogéneos, con grupos de partículas que forman agregados. Los pequeños vacíos dentro de los agregados están normalmente llenos de agua, de tal manera que cada agregado individual consiste de suelo saturado (Brackley, 1975). Los vacíos inter-agregados se llenan con aire o una mezcla de aire con agua, de tal manera que el suelo está no saturado a nivel macro-escala (Fig. 2.15). Brackley (1975), investigó el comportamiento de los suelos compactados en términos de “relación de vacíos en agregados”. La presión de agua de poros negativa que se desarrolla entre los agregados durante la compactación previene su rompimiento. En los suelos compactados de granos finos se requiere fuerzas mayores para romper estos agregados, debido a la elevada succión que mantiene unido cada agregado, mientras que los suelos compactados de granos de cuarzo la relativa baja succión implica que los agregados pueden destruirse fácilmente. En la Fig. 2.15a, se muestra una estructura de suelo compactado no saturados con un alto grado de saturación. La fase acuosa es continua mientras que la fase de aire es discontinua. Este tipo de estructura existe normalmente en suelos arcillosos

compactados. En la Fig. 2.15b, muestra la estructura de suelos compactados no saturados de granos finos en un grado ligeramente bajo de saturación donde las fases aire y agua son a menudo continua. Esta fase de agua es normalmente discontinua en suelos compactados en granitos de cuarzo (Fig. 2.15c), debido al bajo contenido de agua.

Los factores que afectan la fabricación de suelos compactados de grano fino han sido estudiados por varios investigadores en las últimas décadas. Seed y Chan (1959), observaron que los suelos compactados presentaban una estructura floculada cuando el suelo se compactaba a un contenido de agua del lado seco del óptimo de compactación y una estructura dispersa cuando el suelo se compacta a un contenido de humedad del lado húmedo del óptimo de compactación (Fig. 2.16), además Seed y Chan observaron que la retracción axial que ocurre al secar el suelo compactado a un contenido de humedad en el lado seco del óptimo es apreciablemente menor que la contracción del suelo compactado a un contenido de humedad del lado húmedo del óptimo.

Seed y Chan (1959), examinaron el comportamiento tensión-deformación de los suelos compactados a contenidos de humedad del lado húmedo y seco del óptimo. Observando una elevada rigidez para los suelos compactados con contenidos de humedad del lado seco del óptimo y baja rigidez para los suelos compactados del lado húmedo del óptimo. Sin embargo la resistencia al corte se encontró que era aproximadamente igual en ambos casos. Seed y Chan (1959), también examinaron la influencia del método de compactación. A contenidos de humedad del lado seco del óptimo, las muestras compactadas estáticamente y dinámicamente presentaron comportamientos similares en tensión-deformación. Sin embargo en contenidos de humedad del lado húmedo del óptimo, las muestras compactadas estáticamente presentaron valores significativamente mayores en rigidez que las muestras compactadas en condiciones dinámicas

Barden y Sides (1970), también analizaron el efecto de la estructura sobre el comportamiento de los suelos no saturados, concluyendo que para los suelos compactados del lado seco del óptimo, el asentamiento en una etapa de carga fue pequeño, presentando mayor problema en los fenómenos de colapso o hinchamiento del suelo durante el humedecimiento. En suelos compactados para un contenido de humedad del lado húmedo del óptimo, el asentamiento durante la etapa de carga fue mayor mientras que el fenómeno de colapso o hinchamiento al humedecimiento, no fueron importantes.

Resultados de suelos compactados del lado seco del óptimo, cuando se llevan a un proceso de humedecimiento muestran un fuerte colapso (o hinchamiento si el suelo está a una densidad alta) mientras que las deformaciones en ensayos similares realizados sobre muestras compactadas del lado húmedo del óptimo son más pequeñas. Una estructura abierta colapsable de agregados de arcilla y/o arena y partículas de limo son la explicación aceptada para deformaciones de colapsos mayores sobre el lado seco (Gens, 1995). Sin embargo, como se discutió en Alonso *et al.* (1992), esta explicación convencional no es demostrada por los resultados del tipo de programas de ensayos usualmente realizados en suelos compactados. Los especímenes compactados sobre el lado seco y húmedo del óptimo no solo difieren en la fabricación inicial sino también en la succión anterior a la etapa de humedecimiento. Para aislar el efecto de fabricación del efecto de las condiciones de tensión y succión anteriores a la etapa de humedecimiento se requiere diseñar ensayos apropiados.

## 2.3 Técnicas experimentales

### 2.3.1 Técnicas experimentales de aplicación y medida de la succión

En la Fig. 2.17 (Gens y Romero, 2000) se indican las técnicas experimentales de control de la succión (o contenido de humedad) en suelos, que utilizan principalmente dos métodos:

- La transferencia de vapor, que está asociada a la succión total  $\Psi$ , y
- La transferencia predominante de agua líquida, ligada a la definición de succión matricial  $s = u_a - u_w$ .

Con referencia a la primera técnica, ésta se implementa controlando la humedad relativa dentro de un sistema termodinámicamente cerrado, transfiriéndose únicamente vapor con el suelo. La humedad relativa se relaciona con la succión total ( $\Psi$ ) mediante la ecuación psicométrica (Freundlund y Rahardjo, 1993). Tal como se indica en la Fig. 2.17, la humedad relativa  $u_v/u_{v0}$  se controla mediante disoluciones acuosas, utilizando solutos no volátiles (disoluciones salinas) o volátiles (disoluciones de ácidos). En el cociente de humedad relativa,  $u_v$  representa la presión de vapor controlada por la disolución y  $u_{v0}$  la presión de vapor de saturación del solvente, que depende principalmente de la temperatura y está parcialmente afectada por la presión de la fase gaseosa.

Con respecto a las disoluciones de ácido, uno de los más empleados es el ácido sulfúrico, que puede utilizarse en el siguiente rango de humedad relativa  $u_v/u_{v0} = 0.86$  y  $0.05$  (o entre  $\Psi = 20$  MPa y  $400$  MPa). Valores de  $u_v/u_{v0}$  superiores a  $0.86$  son difíciles de controlar ajustando la densidad de la

disolución ácida, que es el método utilizado para controlar la concentración. Por otro lado, valores de  $u_v/u_{v0}$  inferiores a 0.05 generan presiones de soluto  $u_{\text{ácido}}/u_v > 1 \times 10^{-7}$ , que pueden afectar la estructura química de los suelos. Con referencia a las disoluciones salinas, éstas pueden utilizarse parcialmente saturadas (concentraciones de soluto inferiores a la solubilidad de la sal a una temperatura dada) o saturadas (concentraciones de soluto iguales o ligeramente superiores a la solubilidad, tal como se indica en la Tabla 2.1). En general el límite superior de humedad relativa controlada se sitúa en  $u_v/u_{v0} < 0.97$  (o  $\Psi > 4$  MPa), debido principalmente a los efectos de las variaciones de la temperatura. Pequeñas variaciones de la temperatura ambiente de  $\pm 0.5$  °C a presión de vapor constante, inducen variaciones de humedad relativa del orden de  $\pm 0.03$  (o cambios equivalentes en la succión total de aproximadamente  $\pm 4$  MPa). Delage *et al.* (1998) recomienda el equilibrado en vapor para valores de  $\Psi \geq 10$  MPa. La Tabla 2.1 indica la succión total y la humedad relativa de algunas disoluciones saturadas de solutos no volátiles o poco volátiles. La dependencia de la humedad relativa con la temperatura T(K) se expresa de la siguiente manera:  $u_v/u_{v0} = A \exp(B/T)$ .

La transferencia de vapor se puede realizar por simple difusión, colocando la muestra en un recipiente cerrado, o en un sistema de convección forzada de aire, donde se transporte el vapor, ya sea pasando por los contornos de la muestra o atravesándola. Este último procedimiento es el más eficiente aunque está limitado a estados con continuidad de aire, generalmente asociados a grados de saturación  $S_r < 0.90$ . En la Fig. 2.17 se indican algunos periodos de equilibrado típicos para suelos arcillosos con una distancia de drenaje de 10 mm.

Con respecto a los métodos de control de la succión con predominio de transferencia de agua líquida, indicados en la Fig. 2.17, el más utilizado es la traslación de ejes. Este método experimental está basado en la técnica introducida por Hilf (1956) para medir presiones de agua en suelos parcialmente saturados con continuidad de aire (generalmente con  $S_r < 0.95$ ), incrementando la presión de esta fase.

Se asume que el incremento de presión de la fase gaseosa origina un incremento igual en la presión de la fase líquida. Este incremento debe ser tal que permita la medida y el control de la presión de la fase líquida. La técnica ha sido satisfactoriamente evaluada en forma experimental en el rango de  $S_r$  entre 0.76 y 0.95 por Fredlund y Morgenstern (1977), y recientemente por Tarantino *et al.* (2000) para  $S_r$  variables entre 0.56 y 0.77. Tal como se indica en la Fig. 2.17, existen dos procedimientos

para aplicar esta técnica: el método de la sobrepresión de aire con presión de fase gaseosa constante y el método de la subpresión de agua con presión de la fase líquida constante. Las primeras aplicaciones de esta técnica utilizaron el segundo procedimiento, manteniendo la presión de agua en condiciones atmosféricas (equipo convencional de placa de presión). Sin embargo, la manipulación de la presión de aire para controlar la succión matricial en suelos cercanos a saturación genera una compresión del esqueleto que puede ser importante. Al no existir casi continuidad de aire, la presión aplicada sobre esta fase actúa como si fuera una tensión total sobre el suelo. Por esta razón, si se tiene que elevar la presión de aire en estados cercanos a saturación es preferible cambiarla lentamente y antes de cualquier trayectoria de carga, para evitar alcanzar estados de saturación aún mayores.

Existen dos tipos de elementos separadores de presiones de fluidos cuando se aplica la técnica de traslación de ejes: las membranas saturadas de acetato de celulosa y las cerámicas de alto valor de entrada de aire (AVEA) (Fig. 2.17). Las membranas, aunque permiten alcanzar una diferencia máxima de presiones entre fluidos alrededor de 7 MPa y están asociadas a periodos de equilibrio de menor duración, son más compresibles, menos duraderas ante ataques químicos y biológicos, y presentan mayor difusión de aire. Este último aspecto limita su utilización en trayectorias de humedecimiento, debido a la facilidad de perder la continuidad de la transferencia líquida por las burbujas acumuladas debajo de la membrana. Por otra parte, las cerámicas AVEA pueden resistir una diferencia máxima de presiones entre fases de 1.5 MPa.

Los problemas más importantes de aplicación de la técnica de traslación de ejes se refieren al control de la humedad relativa en los sistemas de regulación de presión de la fase gaseosa y a la acumulación de aire disuelto debajo de los elementos separadores de presiones de fluido. Este fenómeno, conlleva a la progresiva pérdida de continuidad en la transferencia de la fase líquida debido a la acumulación de aire debajo de la cerámica AVEA o de la membrana. Por esta razón, se requiere de un equipo auxiliar en el sistema de regulación de presión de agua que permita transportar y atrapar las burbujas de aire en otro lugar que no interfiera con la transferencia de líquido. La expresión que describe la velocidad de acumulación de aire disuelto  $dV_d/dt$  debajo de los elementos separadores de presiones de fluidos es la siguiente (Romero, 1999; Fredlund y Radjo, 1993):

$$\frac{dV_d}{dt} = \frac{nADh(u_a - u_w)}{(u_w + u_{atm})t_c} \quad (2.2)$$

Tabla 2.1 Valores de humedad relativa y succión total obtenidos con diferentes soluciones saturadas (adaptado de Lide y Frederikse, 1997; Romero 2001).

Compuesto	T(°C)	A(%)	B(K)	$u_v/u_{v0}$ a 25°C	$\Psi$ (MPa) a 25°C	Solubilidad g/100g H <sub>2</sub> O a 30°C
NaOH·H <sub>2</sub> O	15-60	5.48	27	6	386	119
LiBr·2H <sub>2</sub> O	10-30	0.23	996	6	386	193
ZnBr <sub>2</sub> ·2H <sub>2</sub> O	5-30	1.69	455	8	347	529
KOH·2H <sub>2</sub> O	5-30	0.014	1924	9	330	126
LiCl·H <sub>2</sub> O	20-65	14.53	-75	11	303	86
CaBr <sub>2</sub> ·6H <sub>2</sub> O	11-22	0.17	1360	16	251	102
LiI·3H <sub>2</sub> O	15-65	0.15	1424	18	235	170
CaCl <sub>2</sub> ·6H <sub>2</sub> O	15-25	0.11	1653	29	170	170
MgCl <sub>2</sub> ·6H <sub>2</sub> O	5-45	29.26	34	33	152	58
NaI·2H <sub>2</sub> O	5-45	3.62	702	38	133	192
Ca(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub> ·4H <sub>2</sub> O	10-30	1.89	981	51	92	153
Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub> ·6H <sub>2</sub> O	5-35	25.28	220	53	87	85
KI	5-30	29.35	254	69	51	153
SrCl <sub>2</sub> ·6H <sub>2</sub> O	5-30	31.58	241	71	47	57
NaNO <sub>3</sub>	10-40	26.94	302	74	41	96
NH <sub>4</sub> Cl	10-40	35.67	235	79	32	41
KBr	5-25	40.98	203	81	29	71
(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	10-40	62.06	79	81	29	78
KCl	5-25	49.38	159	84	24	37
Sr(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub> ·4H <sub>2</sub> O	5-25	28.34	328	85	22	89
BaCl <sub>2</sub> ·2H <sub>2</sub> O	5-25	69.99	75	90	14	38
CsI	5-25	70.77	75	91	13	38
KNO <sub>3</sub>	0-50	43.22	225	92	11	46
K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	10-50	86.75	34	97	4.2	13

Donde  $n$ ,  $A$  y  $t_c$  representan la porosidad, el área en contacto con el suelo y el espesor de los elementos separadores.  $h$  es el coeficiente volumétrico de la solubilidad de aire disuelto en agua ( $h = 0.018$  a 22°C),  $D$  el coeficiente de difusión de aire a través del elemento separador saturado,  $u_{atm}$  la presión atmosférica, y  $u_w$  y  $u_a$  las presiones relativas de las fases líquida y gaseosa, respectivamente. Para cerámicas AVEA con porosidad  $n=0.31$ ,  $D$  varía entre  $6 \times 10^{-11}$  y  $1 \times 10^{-10}$  m<sup>2</sup>/s

a 22 °C (Romero, 1999). De la ecuación (2.2) se obtiene, que para una configuración dada del elemento separador y para una succión matricial definida, la difusión de aire se puede controlar aumentando la presión absoluta de la fase líquida. Como se observa, la técnica convencional de la placa de presión, donde se mantiene la presión de agua en condición atmosférica es la configuración menos eficiente para controlar la difusión de aire. En la Fig. 2.21 se muestra un esquema del montaje experimental de la técnica de traslación de ejes aplicada en un ensayo edométrico, donde se observa el circuito de recolección y medida del volumen de aire disuelto.

Otro de los métodos de transferencia líquida indicados en la (Fig. 2.17) es la técnica osmótica, que controla la succión variando la concentración de una disolución con soluto de elevada masa molecular que se pone en contacto con el suelo a través de una membrana semipermeable (impermeable al soluto y permeable al disolvente). De esta manera existirá una transferencia de fase líquida hasta que el agua del suelo y del disolvente presente el mismo potencial químico. El soluto más usado es polietilenglicol PEG con masa molecular de 20000 ó 35000 kg/kmol. Como membranas se utilizan actualmente dos tipos:

- a) Membranas de tipo asimétrico (polietersulfona de aprox. 0.17 mm de espesor) con una capa pelicular densa en contacto con el suelo y una base más porosa en contacto con la disolución; y
- b) Membranas simétricas con una estructura porosa más homogénea de acetato de celulosa (aprox. 0.07 mm de espesor).

Otra propiedad de las membranas es la masa molecular de corte, que define el valor máximo de masa molecular que es separado por ésta (al menos 90 % retenido). Usualmente está alrededor 12000 a 14000 dalton (asociado a un tamaño de poro entre 3 y 10 nm), por lo que la membrana sería impermeable a solutos con masa molecular superior a dicho valor. Actualmente, se prefieren las membranas de polietersulfona, debido a que son más estables con el tiempo y presenta una mejor eficiencia en el corte del soluto (Slatter, 2000).

La calibración de concentración de PEG y presión osmótica generada depende principalmente del tipo de membrana y de la técnica de medida (con psicrómetro/superficie libre de solución o con tensiómetro/membrana), y en menor medida de la masa molecular del PEG. La Fig. 2.18 representa una compilación de calibraciones para diferentes membranas, técnicas de medida y masas moleculares de PEG (entre 6000 y 35000 kg/kmol). La calibración a superficie libre con psicrómetro representa la cota superior de presión osmótica para una concentración dada de PEG, ya que la membrana afecta a la actividad de la disolución. La máxima succión aplicada con esta

técnica es de aproximadamente 1.5 MPa, que está limitada por la viscosidad de la disolución y la dificultad de su transporte. Una revisión actualizada de la técnica osmótica se presenta en Slatter *et al.*, (2000) y en Tarantino y Mongiovi (2000). En Dineen (1997) y Tarantino y Mongiovi(2000) se presentan los detalles del montaje experimental cuando se utiliza esta técnica en un equipo edométrico. De acuerdo con lo indicado anteriormente, la técnica osmótica requiere de calibraciones específicas y en concordancia con el montaje experimental, además de precisar de un sistema de medida de succión independiente.

Tabla 2.2 Resumen de diferentes equipos y técnicas de medida de succión (Gens y Romero 2000).

Equipo	Succión	Fenómeno medido	Rango (MPa)	Tiempo Equilibrado
Psicrómetro de Transistor SMI	Total Osmótica	Humedad relativa (diferencia Temp.)	0.3 – 25 70 equipos mejorados	Minutos
Psicrómetro de termopares WESCOR	Total Osmótica	Humedad relativa (diferencia Temp.)	0.3 – 7	Minutos
Higrómetro capacidad/resistivo	Total	Humedad relativa (capacida/resisten.)	10 – 400	Minutos
Higrómetro de espejo (punto rocío)	Total	Humedad relativa (diferencia Temp.)	3 – 400	Minutos
Papel de filtro	Total (sin contacto) Matricial (contac.)	Contenido de humedad	0.4 – 40	mín. 7 días
Placa de succión	Matricial	Tracción de agua	0 – 0.08	horas/días
Placa de presión con membrana acetato	Matricial	Traslación de ejes	0 – 7	días/semanas
Tensiómetro	Matricial	Tracción de agua	0 – 0.08	Minutos
Tensiómetro Imperial College	Matricial Total (sin contacto)	Tracción de agua	0 – 2.1	Minutos
Celulosa porosa (bloque de yeso, fibra de vidrio)	Matricial	Resistencia eléctrica	0 – 1.5	días/semanas
Conductividad Térmica	Matricial	Conductividad térmica	0 – 1.5	días/semanas
Sensor TDR con cerámica (también se usa s/cerámica)	Matricial	Constante dieléctrica	0 – 0.3 (60% porosidad de cerámica)	horas/días
Técnica de Squeezing	Osmótica	Conductividad eléctrica	0 – 3	horas/días

Finalmente, dentro de los sistemas de transferencia líquida indicados en la Fig. 2.17, cabe presentar la técnica de pulsos controlados de agua. Esta técnica, donde la succión se estima a partir de una curva de retención, presenta una alternativa para conseguir estados de saturación que difícilmente podrían alcanzarse con traslación de ejes debido a problemas de aire atrapado. Igualmente, es una técnica alternativa para reducir tiempos de equilibrado en trayectorias de humedecimiento, que puede aplicarse en condiciones “*in situ*” (Houston *et al.*, 1995; Abdrabbo *et al.*, 2000). Sin embargo, los ensayos de colapso utilizando la técnica de pulsos controlados y realizados en el laboratorio han evidenciado que la mayoría del colapso se experimenta en los primeros pulsos, aunque el grado de saturación global sea bajo, debido al elevado grado de saturación local que se alcanza en el contacto con la piedra porosa de drenaje (Houston *et al.*, 1993). En la Tabla 2.2 se presentan diferentes equipos y técnicas experimentales para medir la succión, tanto al nivel de laboratorio como en condiciones “*in situ*”.

La clasificación más general corresponde a la separación en métodos directos e indirectos. Los primeros miden la humedad relativa del aire en el suelo (relacionada con la transferencia de vapor y la succión total), así como la tracción de la fase líquida (relacionada con la succión matricial). Los indirectos hacen uso de diferentes fenómenos físicos asociados al contenido de humedad de un medio poroso en contacto o no con el suelo, como la variación de su masa (método de papel de filtro), de la resistencia/conductividad eléctrica (higrómetros resistivos), de la capacidad (higrómetros capacitivos), de la conductividad térmica (sensores de conductividad térmica) y de la constante dieléctrica (sensores TDR). Tal como se indica en la Tabla 2.2, el tiempo de equilibrado de estos sensores indirectos es generalmente mayor.

Una revisión más exhaustiva de los diferentes métodos de succión se detalla en Lee y Wray (1992), Fredlund y Rahardjo (1993), Lee y Wray (1995) y en Dineen (1997). Harrison y Blight (2000) compararon varias técnicas de medida de succión en condiciones “*in situ*”.

### 2.3.2 Técnicas de traslación de ejes

En la actualidad existen dos planteamientos diferentes para el control de la succión: uno mecánico y otro energético (termodinámico). En el primero, el control de la succión se realiza mediante la aplicación directa de una tracción al agua que se pone en contacto con el suelo a través de un dren (placa de succión); o por la aplicación de una presión neumática positiva a la fase gaseosa de los

poros del suelo, que está separada del agua libre a través de un material semipermeable (membrana o piedra porosa de alta resistencia al paso del aire). Este último planteamiento se denomina método de traslación de ejes, y fue desarrollado por Hilf (1956) con objeto de aplicar presiones intersticiales negativas. En el segundo planteamiento, se utiliza el potencial de succión del agua del suelo a través de la energía libre relativa del gas en equilibrio con la fase líquida de suelo. La energía libre ( $\delta f$ ) necesaria para mover el agua pura a la presión de referencia (normalmente la atmosférica) hasta los poros del suelo es igual al potencial de succión total:

$$\delta f = \phi_t = RT \ln (p/p_o) \quad (2.3)$$

Donde,  $p$  es la presión de vapor del agua en el suelo, y  $p_o$  es la presión de vapor del agua pura libre, siendo  $p/p_o$  la humedad relativa ( $h_r$ );  $R$  es la constante de los gases, y  $T$  la temperatura absoluta. La presión de vapor está influenciada por dos factores: uno es el radio del menisco de la interfase aire-agua (efecto capilar); y el segundo es la composición de la solución del agua, relacionada con la concentración de la disolución y con el peso molecular de la sal (efecto osmótico). La succión total se relaciona con la ecuación de la energía libre (ecuación 2.3), sustituyendo el valor del potencial de succión por  $\phi_t = -g \gamma_w \psi$ :

$$\psi = \frac{RT}{\gamma_w g} \ln h_r \quad (2.4)$$

Donde  $\psi$  es la succión total del agua en el suelo y  $\gamma_w$  es el peso específico del agua.

La técnica de traslación de ejes, ha sido usada para aplicar diferentes etapas de succión matricial. El procedimiento usado en esta investigación implica una traslación de la referencia de la presión de aire de poros a una presión constante ( $u_a$ ), el cual puede ser considerado como un incremento artificial en la presión atmosférica bajo el cual el ensayo es realizado. Consecuentemente, la presión de agua de poros negativa es también incrementada por una cantidad igual a la presión de agua positiva ( $u_w$ ) en orden de mantener una succión matricial constante ( $u_a - u_w$ ) (técnica de traslación de ejes para medidas de presión de agua de poros; Hilf, 1956). La presión de agua de  $u_w = 0.1, 0.3, 0.6, 0.75, 0.85, 0.88$  y  $0.89$  MPa han sido seleccionadas para aplicar diferentes etapas de succión bajo un valor constante de presión de aire de  $u_a = 0.9$  MPa. Cuando la succión fue aplicada de forma continua, la presión de agua  $u_w$  se incremento a  $0.02$  MPa/día con una presión de aire constante de  $u_a = 0.9$  MPa. Un disco cerámico (AVEA) con un valor de entrada de aire más grande que la succión matricial aplicada de  $0.8$  MPa fue usada como una interfase entre el suelo no saturado y el

sistema de presión de agua de poros, actuando como un enlace entre el agua de poros en el suelo y el agua del sistema de medida y así evitar el paso de aire libre al interior del mismo sistema. Este disco cerámico tiene un tamaño de poros muy pequeños y en la condición saturada solamente permite el paso de agua y no del aire. Cada disco cerámico presenta un valor de entrada de aire, que es la presión de aire por la cual desplaza al agua y fluye a través del disco cerámico, esta presión crítica depende del tamaño de los poros del disco cerámico, si presenta un valor de entrada de aire mayor, más bajo será la permeabilidad del disco cerámico por lo cual al modificar la presión de agua durará más tiempo en alcanzar el equilibrio el agua de poros del suelo. Es por eso que la elección del disco cerámico asume un compromiso para que no limite los objetivos de los ensayos.

En las Fig. 2.19 y 2.20, se presentan las curvas obtenidas del volumen conocido de agua que pasa a través del disco cerámico, empleando el procedimiento propuesto por Bishop y Henkel (1957), al imponer una presión de aire ( $u_a$ ) sobre los discos cerámicos. Con ello, se verifica la capacidad del disco como barrera separadora antes de comenzar los ensayos con control de succión matricial.

La técnica de traslación de ejes ha sido recientemente aplicada por diferentes investigadores para imponer bajos niveles de succión Gan *et al.* (1988), Balmaceda (1991), Sivakumar (1993), Yuk Gehling (1994), Romero (1999), así como valores relativamente altos en el orden de 7 MPa Lagny (1996). Esta técnica es válida para suelos con poros de aire intercomunicados (Olson y Langfelder, 1965; Bocking y Fredlung, 1980). Recientemente Mongiovi y Tarantino (1998) han desarrollado un aparato para investigar la validez de la técnica de traslación de ejes en suelos no saturados ( $S_r=56\%$ ), previniendo deformación de la muestra y cambios de contenido de agua. Cuando la presión de aire fue modificada no se detectó ninguna variación de la succión matricial dentro del error experimental, midiendo presiones de agua de poros negativas con tensiómetros del Imperial College (Ridley y Burland, 1993).

### 2.3.3 Células edométricas con control de succión

En la literatura existe una gran variedad de referencias de ensayos para determinar la deformación de los suelos no saturados con succión controlada. Los primeros han sido los edómetros convencionales que tenían un dispositivo para mantener el suelo aislado del exterior, y la succión se aplicaba mediante una columna de mercurio. Estos aparatos denominados edómetros de placa de succión, tenían como limitación valores de succión inferiores a 0.1 MPa (Rengmark y Erikson,

1953), (Alpan, 1957), (Escario, 1965). Posteriormente, con el fin de reproducir directamente en una muestra de suelo (inalterada o remoldeada) la variación de la succión a que va ser sometida en el terreno, así como los cambios de las cargas exteriores, se desarrollaron diversos aparatos que permiten una gran variedad de ejecutar trayectorias tensionales, de tal forma que se pueda conocer mejor el comportamiento deformacional de los suelos no saturado.

Escario (1967 y 1969), desarrolló un aparato que se basa en el mismo principio utilizado en los aparatos de placa o membrana de presión. El aparato sufrió algunas modificaciones (Escario y Sáez, 1973), donde la muestra es confinada lateralmente en un anillo, similar al del edómetro convencional, y colocada en contacto con una membrana semipermeable o una piedra porosa de alto valor de entrada de aire, que asienta sobre una placa porosa de grano grueso, que está saturada y en contacto directo con el agua libre (a presión atmosférica).

Posteriormente, otras células análogas fueron diseñadas con el objetivo de controlar la presión de aire y agua, mientras se miden los cambios de volumen y de agua en el suelo, Barden *et al.* (1969); Chang (1969); Aitchison y Wodburn (1969); Moore y Millar (1971) y Fredlund y Morgenstern (1976). En la Fig. 2.21 se presenta el esquema de la célula edométrica con control de succión desarrollada por Lloret (1982), edómetros similares fueron utilizados por Balmaceda (1991), Yuk Gehling (1994), Vilar (1995) y Romero (1999). Se han usado para investigar comportamientos de hinchamiento, colapso y retracción bajo una tensión vertical neta, así como comportamientos de carga y descarga bajo succión matricial constante.

Kassiff y Ben Shalom (1970 y 1971), basándose en la técnica de las membranas osmóticas, desarrollaron un edómetro que permite controlar la succión del suelo utilizando el principio osmótico del flujo de agua a través de una membrana semipermeable, mas recientemente adoptado por Delage *et al.* (1987). Una revisión actualizada de la técnica osmótica se presenta en Sattler *et al.* (2000), Tarantino y Mongiovi (2000) y Romero (2001).

En los suelos no saturados, de forma análoga a los saturados, para determinar el estado tensional actuante en un elemento de suelo es necesario conocer las tensiones principales (vertical y horizontal) y la succión, en cada instante del ensayo. La medida de la presión lateral durante el proceso de carga e hinchamiento de un suelo no saturado, proporcionan información de gran importancia para el desarrollo de modelos constitutivos. Con este objetivo Cuellar (1978) modificó el anillo portamuestras del ensayo, construyendo un nuevo anillo en cuyo interior se instaló una

banda extensométrica, que permite cuantificar las tensiones producidas en el sentido radial. Habib *et al.* (1995) y Habib (1995), describen un edómetro incorporando una célula de carga insertada en el anillo edométrico, midiendo la presión lateral. Romero (1994, 1999), presenta el diseño de un edómetro donde la succión es controlada con la técnica de traslación de ejes con medidas de la tensión lateral, donde la tensión lateral es controlada manteniendo una deformación nula sobre las paredes del anillo por medio de la variación de la presión de aceite en la cámara de confinamiento la cual rodea el anillo (Fig. 2.22).

#### 2.3.4 Célula triaxial con control de succión

Los primeros aparatos desarrollados para el estudio de la resistencia al corte en suelos no saturados fueron presentados por Bishop *et al.*, (1960); Bishop (1961) y Bishop & Donald (1961) (Fig. 2.23). Consistían en una célula triaxial modificada, que permitía la medida o control de la presión de agua y aire, y medidas independientes de los cambios volumétricos de agua y del cuerpo de la probeta. A partir de estos estudios se desarrollaron varios equipos siguiendo las mismas bases conceptuales de aplicación y control de la succión.

Las investigaciones conducidas y presentadas por Bishop *et al.* (1960) y Gibbs *et al.* (1960) destacaban algunos problemas relativos al control del ensayo: las piedras porosas tenían una pequeña resistencia al paso del aire; la permeabilidad al aire de las membranas que envolvían las probetas; la presencia de burbujas de aire en el sistema de medida de presión intersticial; y las dificultades de medir los cambios volumétricos de las probetas, que muchas veces se mezclaban con la deformación de la propia célula. Los problemas relativos a las dificultades de medir las tensiones intersticiales negativas y la necesidad de piedras porosas con mayor resistencia al paso de aire han sido comentados desde Croney *et al.* (1952) y Hilf (1956). Posteriormente fueron desarrollando investigaciones con objeto de analizar las expresiones efectivas y resistencia al corte (Blight, 1967; M.I.T., 1963; Satija, 1978; Escario, 1980). En estudios de resistencia al corte, en suelos no saturados, la medida de presión intersticial o el control de la succión ha tenido continuidad y se le ha dado importancia a lo largo del tiempo, Verbrugge (1978) y Edil *et al.* (1981 y 1984), utilizan células triaxiales modificadas en la base y en su parte superior para instalar psicrómetros. Toll (1988), utiliza una sonda con transductores de presión intersticial, instaladas a media altura de la probeta. Las investigaciones conducidas en el Imperial College (Londres) para el estudio de la resistencia al corte, han utilizado una célula triaxial hidráulica con control de la succión, modificada

a partir del aparato desarrollado por Bishop y Wesley (1975). Los detalles respecto al control de la succión, de las medidas de los desplazamientos de la probeta (axial y radial), medida de cambios volumétricos de la probeta asociados al flujo de aire y agua, y los procedimientos de ensayo han sido presentados en Maswoswe (1985), Toll (1988), Schreiner (1988) y Josa *et al.* (1987) y Josa (1988).

Los primeros resultados experimentales sobre suelos no saturados fueron los presentados por Bishop y Donald (1961) obtenidos en un aparato triaxial, donde la succión fue controlada por el método de traslación de ejes. Después de esto, muchos de los trabajos experimentales llevados a cabo bajo condiciones de succión controlada han tratado con cambios de volumen examinados ya sea bajo condiciones de  $K_0$  en edómetro (Jennings y Burland, 1962; Barden, Mador y Sides, 1969; Aitchison y Woodburn, 1969; Escario, 1969b; Fredlund y Morgenstern, 1976) o bajo condiciones de tensión isotropa (Matyas y Radhakrishna, 1968). Hasta que las propiedades de resistencia al corte fueron de interés, los pocos datos existentes relacionados con fallas, por ejemplo determinación del ángulo de fricción y la cohesión del material. Mas a menudo, se obtuvieron datos de ensayos de corte directo (Escario, 1980). Algunos ensayos triaxiales también fueron realizados por Gulhati y Satija (1981), Ho y Fredlund (1982).

Mas recientemente, resultados relacionados con el cambio del ángulo de fricción y la cohesión como una función de la succión han sido presentados por Escario y Saez (1986) ensayos realizados en arcillas plásticas en un equipo de corte directo, y por Delage, Suraj de Silva y De Laure (1987) sobre un limo compactado. En estos estudios no fueron monitoriados los cambios de volumen durante el corte, y tanto los comportamientos volumétricos y de corte fueron tratados separadamente.

Hasta que las leyes constitutivas fueron de interés, el primer modelo integrado capaz de predecir varios aspectos del comportamiento de suelos no saturados llamado, *modelo loading - collapse (LC)* fue presentado por Alonso, Gens y Hight (1987), en este trabajo, la tensión fue enfocada esencialmente sobre el comportamiento de cambio de volumen, incluyendo colapso, y el modelo cualitativamente mostró como una teoría elastoplástica extensa podría calcular satisfactoriamente para los principales aspectos del comportamiento de los suelos no saturados. Alonso, Gens y Josa (1990) presentaron una versión cuantitativa del modelo LC donde ambos comportamientos, cambios de volumen y tensión de corte fueron predichos dentro un marco de trabajo de una teoría elastoplástica. Mas tarde aparecieron los primeros resultados experimentales sobre el

comportamiento de cambio de volumen durante ensayos de corte, dentro del marco de trabajo de concepto de estado crítico y elastoplástico.

#### **2.3.4.1 Medidas de volumen en ensayos triaxiales no saturados**

En el caso de un ensayo triaxial en condiciones saturadas, los cambios de volumen del espécimen son relacionados con los cambios de agua y pueden ser fácilmente medidos con una bureta de vidrio graduada o un controlador de presión–volumen. En un suelo no saturado, tanto los cambios de aire, agua y volumen total del espécimen no pueden ser medidos tan fácilmente, por lo que en los estudios de los suelos no saturados, los diseños de nuevos equipos triaxiales requieren principalmente la adopción de un método confiable para controlar el desarrollo de un procedimiento preciso para monitorear los cambios de volumen del espécimen. Varios métodos de medidas de cambios de volumen para suelos no saturados han sido descritos en la literatura, pero nos enfocaremos en tres principales categorías de métodos mencionados por Geiser *et al.*, (2000):

##### *Medidas de fluido de la cámara de confinamiento*

Medidas de la deformación volumétrica de la muestra controlando un fluido en una célula de doble pared ha sido usado por (Bishop y Donald, 1961; Maswoswe, 1985; Wheeler, 1986; Josa *et al.*, 1987; Sivakumar, 1993; Rampino *et al.* 1999; Carvalho, 2001, Fig. 2.24). En este método, los cambios de volumen de la muestra son deducidos del cambio de volumen del líquido de confinamiento de la célula. La ventaja de este método es su simplicidad. Células triaxiales convencionales pueden ser usadas, siempre y cuando sean cuidadosamente calibradas frente a cambios de presión.

##### *Medidas directas de volumen de aire y agua*

Los cambios volumétricos de la muestra son deducidos por la suma del cambio de volumen de aire y agua. Ambos cambios de volumen son medidos por separado usando un controlador de presión de volumen. La principal ventaja es que las trayectorias de ensayos pueden ser a presión y volumen de aire controladas e impuestas. Pero pequeños cambios de temperatura y presión atmosférica afectan las medidas, (sistema de ensayos de suelos no saturados GDS: Adams *et al.*, 1996).

### *Medidas directas en la muestra*

El método más comúnmente usado, es el que involucra sensores de desplazamientos locales adheridas directamente sobre la muestra midiendo deformación axial y radial durante el ensayo (Clayton, 1986). Otro método es el uso de Transductores de efecto Hall (Clayton, 1986; Clayton *et al.*, 1989), cuando la muestra tiende a una forma de barril, la única medida del cambio radial es en la mitad de la muestra lo cual no se mide con exactitud la deformación radial. Otra técnica es el uso de dos sensores láser electro-óptico externos colocados asimismo en dos posiciones diametralmente opuestas, en este trabajo de investigación se utilizó esta técnica para la determinación de la deformación radial de forma global y local. Otra alternativa de técnicas de medida directa es la basada en procesamiento de imagen (Macari *et al.*, 1997). Este método consiste de la toma de fotografías a través de la célula de metacrilato durante el ensayo, con el análisis de imagen, se obtiene el perfil de la muestra y el cambio de volumen.

Se puede encontrar en la bibliografía un gran número de aparatos de medidas de deformación local que han sido desarrollados tales como: galgas eléctricas por Burland y Symes (1982) y Jardine *et al.* (1984); transductores de efecto Hall por Clayton y Khatrush (1986) y Clayton *et al.* (1989), transductores de proximidad no-contacto por El-Hosri, *et al.* (1981) y Hird y Yung (1987 y 1989), transductores de deformación local (LDTs) por (Goto *et al.*, 1991; Lo Presti *et al.*, 1995; Hoque *et al.*, 1997), y LVDTs miniatura (Cuccovillo y Coop, 1997; Anderson *et al.*, 1997; Romero, 1999; Carvalho, 2001), transductores de proximidad (Cole, 1978; Khan y Hoag, 1979; Symes y Burland, 1984; Shibuya *et al.*, 1994; Scholey *et al.*, 1995), anillo de deformación por medio de galgas (Kolymbas y Wu, 1989), transductor resistencia de alambre (Skopek y Cyre, 1995), técnica de imagen digital (Macari *et al.*, 1997; Obaidat *et al.*, 1998) y sistemas de sensores láser electro-óptico (Romero, 1999; Barrera *et al.*, 2000).

## **2.4 Estado de tensiones**

Fung (1965) describe “el estado de un sistema” como la información necesaria para una caracterización completa del sistema para el intento deseado. Los parámetros de estado típico para un cuerpo elástico son referidos como aquellas variables que describen el campo de deformaciones, el campo de tensiones y sus geometrías. Las variables de estado deben ser independientes de las propiedades del material en cuestión (coeficiente de Poisson y módulo elástico en caso de sólido elástico). Una interrelación de tensión versus deformación es una relación

constitutiva que describe el comportamiento de un material. Las relaciones constitutivas son expresiones unívocas que relacionan los parámetros de estado (Fung, 1969). Ejemplos de ecuaciones constitutivas que relacionan variables de estado son simples o parciales.

- La variación de la deformación volumétrica al saturar en función de la tensión aplicada.
- La curva característica de retención de humedad.

Otros ejemplos de ecuaciones constitutivas relacionando variables de estado de tensiones son las ecuaciones de resistencia al corte antes mencionadas y ecuaciones que proporcionan la presión de poros en función de las tensiones totales aplicadas.

#### 2.4.1 Estado de tensiones para suelos saturados

Las tensiones efectivas se pueden definir como aquellas funciones de las tensiones totales y de las presiones intersticiales que controlan todas las relaciones tensión-deformación del suelo. Según el principio de Terzaghi, las relaciones tensión-deformación del suelo dependen exclusivamente del exceso de las presiones totales sobre la presión intersticial. Dos aspectos del principio de Terzaghi son de gran importancia:

- 1) La presión de poro del agua actúa en el agua y en el sólido en cada dirección.
- 2) Únicamente los cambios en la tensión efectiva explican los cambios en el estado del suelo.

El comportamiento de los suelos saturados se controlan por cambios en la tensión efectiva. La tensión efectiva se define de tal manera que algunos cambios de volumen, deformación de corte o cambios en la resistencia al corte, ocurran solo debido a cambios en la tensión efectiva. En suelos saturados la tensión efectiva será igual a la tensión total menos la presión del fluido de los poros:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.5)$$

donde  $\sigma'$  es la tensión efectiva,  $\sigma$  la tensión total y  $u$  es la presión de poros, por ejemplo la resistencia al corte  $\tau$  de un suelo saturado se relaciona a la tensión efectiva normal  $\sigma'$  por la ecuación de Mohr–Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.6)$$

Donde  $c'$  es la cohesión y  $\phi'$  el ángulo de fricción interna.

Bishop y Eldin (1950) han comprobado experimentalmente el principio de las tensiones efectivas en diversos casos y en algunas ocasiones se ha objetado su aplicación. Skempton (1961) ha propuesto formas modificadas para la conocida ecuación de la tensión efectiva con base en ensayos de consolidación hasta altas presiones. Indica el referido autor, que la expresión que ajusta correctamente los cambios de volumen y la resistencia al corte es:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - K u_w \sigma_{ij} \quad (2.7)$$

Donde K depende de los parámetros del material. El principio de tensiones efectivas tal como lo estableció Terzaghi es válido y aplicable en la mayor parte de los casos y en suelos saturados su utilización es generalizada.

### 2.4.2 Estado de tensiones para suelos no saturados

En la Tabla 2.3 se presenta un resumen de las expresiones más comunes que han sido propuestas para determinar la tensión efectiva para suelos no saturados (Fredlund y Rahardjo, 1993). Las ecuaciones intentan definir una única tensión efectiva que controle el comportamiento tensión-deformación.

Tabla 2.3 Expresiones de tensiones efectivas para suelos no saturados presentadas por diversos autores (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Expresión	Componentes	Referencia
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)$	$\chi$ = parámetro relacionado con el Sr u= presión de gas y fase de vapor	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	$\beta$ =factor de unión	Croney <i>et al.</i> , (1958)
$\sigma = \sigma a_m + u_a a_a + u_w a_w + R - A$	$a_a$ =fracción del área total que esta en contacto con el aire-aire	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \Psi p''$	$\Psi$ =parámetro de cero a uno $p''$ presión poro-agua negativa	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	$\beta$ =factor estadístico	Jennings (1961)
$\sigma = \sigma - u_a + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a)$	$\chi_m$ =parámetro tensión efectiva (succión matricial) $h_m$ = succión matricial $\chi_s$ =parámetro de tensión efectiva (succión soluto) $h_s$ =succión soluto	Richards (1966)

Históricamente, el cuestionamiento de una ecuación de tensión efectiva para suelos parcialmente saturados puede ser resumida como sigue:

Según *Bishop y Donald* (1961) o *Bishop y Blight* (1963), la ecuación de Bishop (1959) parece consistente con los estados de rotura de los suelos no saturados compactados aunque para comprobarlo utilizaron el mismo criterio y parámetros de rotura que los utilizados en suelos saturados.

*Jennings y Burlans* (1962) cuestionan la validez de la ecuación de Bishop (1959). De acuerdo con los autores, la ecuación define una cierta tensión intergranular, que por no controlar el comportamiento del suelo, no se puede dominar tensión efectiva. El parámetro  $\chi$  depende del tipo de ensayo y de la trayectoria tensional seguida. El problema crucial reside en la determinación del parámetro  $\chi$  que es altamente dependiente de la trayectoria de tensiones y consecuentemente de los ciclos de secado y humedecimiento. Si la trayectoria de tensiones es definida convenientemente el uso del principio parece ser aceptable. La ecuación de Bishop no es capaz de reproducir fenómenos de colapso (*Blight*, 1965). Un proceso de humedecimiento con la consecuente reducción de la presión de agua hace disminuir la tensión efectiva de Bishop (1959) prediciéndose un hinchamiento, cuando en realidad, dependiendo del tipo del suelo y de la tensión total puede producirse un colapso.

*Aitchison* (1965) comenta que todos los factores que influyen en el comportamiento deformacional y de resistencia del suelo afectan a  $\chi$ , debiendo ser además este parámetro discontinuo para intentar predecir fenómenos de hinchamiento y colapso.

*Bishop y Blight* (1963) y *Aitchison* (1967) indican que para describir los cambios de volumen de suelos es más propicio utilizar relaciones entre el índice de poros,  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$ .

*Coleman* (1962) ha sugerido el empleo de variables de tensión  $(\sigma_1 - u_a)$ ,  $(\sigma_2 - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$  para representar la presión axial, confinamiento y presión poro-agua respectivamente en ensayos triaxiales. Así mismo, Coleman establece que los coeficientes que ligán estas tensiones con la deformación dependen del valor de la historia de tensiones (succión incluida).

*Bishop y Blight* (1963) revaloraron el uso de la ecuación de la tensión efectiva y establecieron que un cambio en la succión matricial no siempre resulta el mismo cambio en tensión efectiva. Ellos sugieren que una relación entre el índice de poros con  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$  como variables independientes es más apropiada para la descripción de los cambios de volumen del suelo, que el empleo de una única tensión efectiva.

Matyas y Radhakrishna (1968), Aitchison y Woodburn (1969), Barden et al. (1969) y Fredlund (1979) utilizan las variables tensionales para análisis del cambio de volumen. Para el caso de carga axial emplean  $(\sigma - u_a)$ ,  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  y  $(u_a - u_w)$  y para el caso de carga edométrica  $(\sigma_1 - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$ .

Fredlund y Morgenstern (1976, 1977) presentan un análisis tensional para el uso de parámetros de estado de tensiones independientes y plantean el equilibrio de las diferentes fases de un suelo no saturado (incluyendo la interfase aire-agua-membrana contráctil). Este análisis es solo una aproximación. Lo más interesante son sus ensayos de “null test” que permiten comprobar experimentalmente la hipótesis de tensiones efectivas independientes.

El estado tensional del suelo queda reflejado a partir de cualquiera de las siguientes parejas de tensiones:

$$\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} \text{ y } (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (2.8)$$

$$\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij} \text{ y } (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (2.9)$$

$$\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} \text{ y } \sigma_{ij} - u_w \delta_{ij} \quad (2.10)$$

La primera opción es la más utilizada ya que permite separar los cambios de tensión total y los cambios de tensión de agua. La presión de aire puede considerarse igual a la atmosférica cuando el suelo no está cercano a la saturación. Por otro lado permite una transición continua al caso saturado ya que la succión es nula y  $(\sigma - u_a)$  coincide con  $(\sigma - u_w)$ . En la Tabla 2.4 se resumen las posibles variaciones de estado de tensiones para un suelo no saturado según Fredlund (1993).

Tabla 2.4 Posibles combinaciones de variables de estados de tensiones según Fredlund (1993).

Presión de referencia	Estado de Tensiones variables
Aire ( $u_a$ )	$(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$
Agua ( $u_w$ )	$(\sigma - u_w)$ y $(u_a - u_w)$
Total ( $\sigma$ )	$(\sigma - u_a)$ y $(\sigma - u_w)$

Bocking y Fredlund (1980) indicaron que  $(u_a - u_w) \delta_{ij}$  es una expresión cuando el grado de saturación es bajo o sea, que los poros con aire estén conectados. Cuando el suelo llega a la saturación, la presión de agua ( $u_w$ ) es igual a la presión de aire ( $u_a$ ) y el estado tensional del suelo pasa a ser  $\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij}$  y la succión  $(u_a - u_w)$  tiende a cero.

### 2.4.3 Parámetros de estado

Según Poorooshasb (1961), los parámetros de estado son definidos como aquellas variables que son suficientes para describir su estado sin necesidad de hacer referencia a su historia previa. Para el caso de suelos normalmente consolidados de acuerdo con Henkel (1960), Poorooshasb (1961) y Holubec (1966) son suficientes como parámetros de estado el índice de poros o contenido de humedad y el estado tensorial. Para el caso de los suelos parcialmente saturados se deberán añadir el grado de saturación y la estructura del suelo. Brackley (1973) afirma que el comportamiento del suelo puede ser definido por la carga exterior, el índice de poros, la succión y la humedad.

Fredlund (1979) utiliza como parámetros de estado al índice de poros, la humedad y el estado de tensiones del suelo (se pueden escoger dos variables cualquiera entre el grado de saturación, la humedad o el índice de poros pues están relacionadas). Fredlund (1987) utiliza la mecánica del medio continuo, dentro de un contexto termodinámico, para definir los parámetros de estado. De acuerdo con el mismo la selección de parámetros de estado puede estar condicionada con variables que puedan ser teóricamente justificadas, con variables que puedan ser experimentalmente determinables, con variables que sean operacionales en la práctica y también con variables que tengan características aceptables dentro de la definición de estado. El autor define “estado” como parámetro no material requerido para la caracterización de un sistema, “parámetros de estado de tensiones” como parámetros requeridos para la caracterización de condiciones de deformación de un suelo inicial y “relaciones constitutivas” como ecuaciones que expresan las relaciones entre parámetros de estado.

### 2.4.4 Funciones y superficies de estado

Las funciones de estado son definidas como aquellas relaciones que se pueden establecer entre parámetros de estado para un determinado suelo. Por ejemplo, la posible relación entre el índice de poros y el estado tensional soportado, definirá una función de estado que permitirá conocer la situación del suelo (Josa, 1988).

Matyas y Radhakrishna (1968) denominan funciones de estado a aquellas funciones que relacionan las diferentes variables de estado entre si. Una relación entre la tensión efectiva y el índice de poros será una función de estado para el caso de suelos saturados y carga isótropa. Para el caso de suelo

no saturado será necesario utilizar dos funciones de estado, una para índice de poros y otra para el grado de saturación o humedad conforme las ecuaciones siguientes:

– Para ensayos triaxiales:

$$e = f_1(p', q, (u_a - u_w), e_0, Sr_0) \quad (2.11)$$

$$Sr = f_2(p', q, (u_a - u_w), e_0, Sr_0) \quad (2.12)$$

– Para ensayos edométricos:

$$e = f_1(\sigma, u_a - u_w, e_0, Sr_0) \quad (2.13)$$

$$Sr = f_2(\sigma, u_a - u_w, e_0, Sr_0) \quad (2.14)$$

Donde:  $e_0$  y  $Sr_0$  representan el estado inicial del suelo.

Las funciones  $f_1$  y  $f_2$  dependen de las trayectorias de succión y carga seguidas y por tanto no pueden ser consideradas como unívocas en el caso más general. La Fig. 2.25 presenta las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación obtenidas para un suelo de baja plasticidad.

Las superficies de estado son las superficies que resultan de representaciones gráficas en un espacio tridimensional de las relaciones entre el índice de poros y grado de saturación con succión y la carga referida a la presión de aire. La utilización de estas representaciones gráficas permite visualizar de forma clara y coherente el comportamiento del suelo frente a cambios de succión y carga. Las superficies de estado proporcionan una relación útil entre las tensiones significativas, la deformación y la saturación en el caso isótropo o sin deformación lateral. Los cambios de volumen medidos en ensayos edométricos o isótropos con succión controlada han sido representados en espacios  $(e, \sigma, u_a - u_w)$  por numerosos autores (Bishop y Blight, 1963; Burland, 1965; Fredlund, 1985).

Las superficies obtenidas no son únicas. Dependen marcadamente de las trayectorias de tensiones aplicadas a la muestra. Sin embargo, bajo trayectorias de imbibición (disminución de la succión) a tensiones de confinamiento diferentes las superficies de estado son aparentemente únicas (Alonso *et al.*, 1987). Lloret y Alonso (1980, 1985) indicaran las expresiones para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación indicadas en la Tabla 2.5. Los mismos autores llegaron a las siguientes conclusiones:

- La expresión 7 es adecuada para pequeños rangos de variación de la presión exterior;
- La expresión 8 es indicada para grandes variaciones de la presión exterior;
- Las expresiones 9 y 10 son las mejores para describir las superficies de estado.

Alonso *et al.*, (1987) comentan que el empleo de las superficies de estado es útil para entender las variaciones de volumen en suelos no saturados, pero presentan algunas limitaciones importantes. Entre ellas está la falta de unicidad en la respuesta de los suelos frente a determinadas trayectorias de tensiones.

Tabla 2.5 Expresiones propuestas para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación (Lloret y Alonso, 1995).

Número	Expresión
1	$e = a + b(\sigma - u_a) + c(u_a - u_w)$ Sr
2	$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c(u_a - u_w)$ Sr
3	$e = a + b(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w)$ Sr
4	$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w)$ Sr
5	$e = a + b(\sigma - u_a) + c(u_a - u_w) + d(\sigma - u_a)(u_a - u_w)$ Sr
6	$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c(u_a - u_w) + d \log(\sigma - u_a)(u_a - u_w)$ Sr
7	$e = a + b(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w) + d(\sigma - u_a) \log(u_a - u_w)$ Sr
8	$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w) + d \log(\sigma - u_a) \log(u_a - u_w)$ Sr
9	$Sr = a - th(b(u_a - u_w)(c + d(\sigma - u_a)))$
10	$Sr = a - (1 - \exp(-b(u_a - u_w)))(c + d(\sigma - u_a))$

## 2.5 Modelo elastoplástico de Barcelona

### 2.5.1 Generalidades de los modelos elastoplásticos

El uso de un modelo elastoplástico en mecánica de suelos ha sido apropiado para reproducir el comportamiento del suelo en procesos independientes del tiempo. En un modelo elástico, la respuesta es reversible y no depende de la trayectoria seguida. Por otro lado, las deformaciones en un modelo plástico son irreversibles y depende de la trayectoria. Para describir el comportamiento de los materiales en los que se observan deformaciones irrecuperables, fenómenos de fluencia y dilatación inducida por tensiones de corte, es necesario aplicar la teoría de la plasticidad.

El estudio de la teoría de la plasticidad comenzó en los trabajos de Coulomb (1776) y Rankine (1857) para analizar las presiones de tierra. Una perspectiva general de la evolución de los métodos elastoplásticos puede encontrarse en Gens y Potts (1987) mencionado por Yuk (1994).

Un modelo elastoplástico queda definido con la formulación de un criterio límite de discontinuidad, la aplicación del principio de actividad de deformaciones elásticas y plásticas, la definición de una regla de flujo generalizada y el planteamiento de las reglas de rigidización.

Drucker y Prager (1952) y Ducker (1953) presentaron las primeras formulaciones plásticas para representar el comportamiento del suelo. Los primeros modelos de estado crítico fueron desarrollados en la Universidad de Cambridge por Roscoe *et al.* (1958). Estos modelos permitieron reproducir los rasgos más característicos del comportamiento de los suelos desde el punto de vista cualitativo y también sirvieron de base para la obtención de modelos más completo, capaces de predecir el comportamiento de los suelos.

#### *Generalidades de los modelos elastoplásticos*

Las formulaciones que definen el comportamiento elastoplástico son:

- Límite de dominio elástico (superficie de fluencia)
- Principio de aditividad
- Regla de flujo generalizada (leyes de fluencia)
- Reglas de rigidización (leyes de rigidización)

El límite que divide la zona elástica de la zona plástica se define a partir de una función escalar  $f$ , establecida en el espacio de tensiones llamada “función o superficie de fluencia” que permite definir durante el proceso de carga, la evolución de las fronteras del dominio elástico dentro del espacio de tensiones y también el comienzo del proceso inelástico (Balmaceda, 1991). El criterio de *fluencia* está definido por una función “ $f$ ”. La expresión que define esta función es la siguiente:

$$f = f(\sigma_{ij}, \delta^k) \quad (2.15)$$

donde:

$\delta^k$  : representa a un conjunto de variables internas en estado actual ( $\epsilon_{ij}^p$ ,  $n_{ij}$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $\omega$ )

$\epsilon_{ij}^p$  : tensor de deformaciones plásticas

$c$  : tensor de primer orden de endurecimiento plástico e isótropo

$n_{ij}$  : tensor de endurecimiento plástico cinemático

$d\omega$  : incremento temporal de trabajo específico

En la Fig. 2.26 representa un criterio de fluencia genérico en el espacio de tensiones principales. En cualquier trayectoria de tensiones en que  $f < 0$  se desarrolla un proceso elástico donde sólo ocurren deformaciones recuperables. Cuando la trayectoria alcanza a la superficie de fluencia, ésta se modifica y se transforma en la denominada superficie de carga plástica. El cambio en el dominio elástico puede resultar en un aumento (endurecimiento) o reducción del dominio (ablandamiento). Si  $f$  es función sólo de  $\sigma_{ij}$ , la plasticidad es perfecta ( $f(\sigma)_{ij} = cte$ ) y el dominio elástico es invariable.

El principio de *aditividad* consiste en que la deformación total  $\epsilon_{ij}$  es la suma de la componente elástica  $\epsilon_{ij}^e$  y de la plástica  $\epsilon_{ij}^p$  y se expresa como:

$$\epsilon_{ij} = \epsilon_{ij}^e + \epsilon_{ij}^p \quad (2.16)$$

Para definir una regla de flujo *generalizada* en caso de que el incremento de deformación plástica pueda expresarse como una variable interna, es necesario que la regla de evolución tenga la siguiente forma:

$$d\epsilon_{ij}^p = \mu \cdot r_{ij} \quad (2.17)$$

Esta expresión establece la proporcionalidad entre las componentes de  $d\epsilon_{ij}^p$  y del tensor de flujo  $r_{ij}$ , que puede derivar de un potencial plástico  $g$  en el espacio de tensiones  $\sigma_{ij}$ , por medio de un escalar  $\mu$  no negativo, definido como parámetro de consistencia plástica.

Cuando la superficie de fluencia plástica se adopta como una función de potencial plástico se dice que la plasticidad es asociada y ( $g \equiv f$ ) y en ese caso:

$$d\epsilon_{ij}^p = \mu \cdot f_{ij} \quad (2.18)$$

donde:

$$f_{ij} = \frac{\partial f(\sigma_{kl}, \delta^k)}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.19)$$

y el incremento de deformación plástica se queda como:

$$d\epsilon_{ij}^p = \mu \cdot \frac{\partial f(\sigma_{kl}, \delta_k)}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.20)$$

En caso de plasticidad no perfecta, existe una ley de rigidización que relaciona  $\delta_k$  con las deformaciones plásticas. El valor  $\delta_k$  define la situación del dominio elástico. Esta ley asocia las deformaciones plásticas con las trayectorias seguidas.

Los conceptos básicos necesarios para desarrollar un modelo dentro de la teoría de la plasticidad se resumen en tres puntos fundamentales, que son:

- a) Elección de la superficie de fluencia:  $f(\sigma_{ij}, \delta_k) = 0$
- b) Elección de la ley de fluencia:  $d\epsilon_{ij}^p = \mu \cdot r_{ij}$
- c) Elección de una ley de rigidización:  $\delta_k = \delta_k(\epsilon_{ij}^p)$

El criterio de rotura se define mediante una expresión de tipo:

$$h(\sigma_{ij}, \delta_k) = 0 \quad (2.21)$$

Esta ecuación representa un dominio en el espacio de tensiones  $\sigma_{ij}$  que incluye todos los estados tensionales admisibles por el suelo. En el caso de plasticidad perfecta  $h$  y  $f$  coinciden. En el caso de plasticidad no perfecta  $h$  puede coincidir con  $f$  para alguna combinación de valores de las variables internas. Cuando  $h = 0$  el suelo ha llegado a su estado límite último. En general  $h$  representa a un

dominio exterior a  $f$  que no puede ser sobrepasado de forma que todos los estados tensionales que hacen que  $h > 0$  son inalcanzables por el suelo.

### Generalidades de los modelos de estado crítico

Distintos autores desarrollaron formulaciones para obtener modelos de estado crítico en el caso de suelos saturados. Al respecto pueden citarse, como trabajos pioneros:

- ❖ el modelo de Ducker *et al.* (1957) en el que se define una superficie controlada por el cambio de volumen (cap model);
- ❖ Roscoe *et al.* (1958) definieron un comportamiento dentro del concepto de estado crítico;
- ❖ Calladine (1963) adoptó la teoría de plasticidad con rigidización.

Los concepto de estado crítico sirvieron de base para el desarrollo de modelos más complejos como modelo Granta-Gravel y el Cam-Clay (Roscoe y Schofield, 1963 y Schofield y Wroth, 1968) y también el Cam-Clay Modificado (Roscoe y Burland, 1968). Por otro lado, estos modelos permitieron utilizar con éxito la teoría de la plasticidad para modelar el comportamiento mecánico de los suelos saturados.

Cam-Clay fue primero de los modelos propuestos y hasta hoy sigue siendo un punto necesario de referencia. Este modelo, que fue inicialmente desarrollado para el caso de arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas, adopta formulaciones relativamente sencillas y sus predicciones son adecuadas en algunos casos. Las formulaciones de estado crítico establecen una relación entre el volumen específico ( $v$ ), la tensión esférica efectiva ( $p'$ ) y la tensión de corte ( $q$ ) (Fig. 2.27) tal que :

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (2.22)$$

$$q = M p' \quad (2.23)$$

donde :

$M$ ,  $\Gamma$  y  $\lambda$  : son los parámetros del terreno, o sea:

$M$  : es la pendiente de la recta de estado crítico;

$\Gamma$  : es el valor de  $v$  cuando  $p'=1$ ;

$\lambda$  : es la pendiente de la recta en el espacio ( $v, \ln p'$ ) en estado crítico;

$p'$  : la tensión esférica en presiones efectivas;

$q$  : es la tensión de corte o  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$

### 2.5.2 Modelo elastoplástico de Barcelona (BBM)

El grupo de investigadores del Departamento de Ingeniería del Terreno de ésta Universidad han realizado estudios detallados sobre el comportamiento de suelos no saturados con la finalidad de desarrollar un modelo elastoplástico de estado crítico para suelos no saturados. Josa, Alonso, Lloret y Gens (1987) realizaron una serie de ensayos de consolidación isótropa para examinar el comportamiento elastoplástico de un suelo no saturado. Alonso, Gens y Hight (1987) y Gens, Alonso y Josa (1989) expresaron cualitativamente el comportamiento elastoplástico de suelos no saturados. Alonso, Gens, y Josa (1990) presentaron una formulación matemática de un modelo elastoplástico validando el concepto teórico con datos experimentales.

El modelo básico de Barcelona (*Barcelona Basic Model: BBM*) está formulado basándose en la teoría de la plasticidad rigidizable; así se compone de unas superficies de fluencia, ley de fluencia (deformaciones plásticas), ley de rigidización (deformaciones elásticas).

Un espacio tensional apropiado para describir el comportamiento para suelos no saturados en un estado isótropo es el espacio  $(s, p)$ , donde  $p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_a = \sigma_m - u_a$  (tensión media neta),  $\sigma_m$  es exceso de la tensión media sobre la presión de aire y  $s$  es la succión.

De forma paralela al comportamiento de los suelos saturados sometidos a incrementos de la tensión  $p$  en la curva noval para una succión determinada y constante, el cambio de volumen específico propuesto fue el siguiente:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (2.24)$$

Donde  $p^c$  es una presión de referencia para la que  $v = N(s)$ .  $\lambda(s)$  fue considerada dependiente de la succión de manera que al aumentar ésta, el suelo se comportaba con mayor rigidez en los intervalos de tensiones utilizados.

En las ramas de descarga y recarga a succión constante, el comportamiento del suelo (considerado elástico) fue planteado a partir de la relación:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (2.25)$$

La pendiente  $\kappa$  de las rectas de descarga y recarga fue considerada independiente de la succión e igual a una constante para asegurar que el modelo resultara conservativo.

La Fig. 2.28 presenta de acuerdo con el modelo, la respuesta de dos muestras de un mismo suelos sometido a succiones diferentes ( $s = 0$  y  $s = \text{cte.}$ ) en trayectorias tensionales isotropas en la que varía  $p$ . Para el suelo saturado la presión de preconsolidación es  $p_0^*$  y para el suelo no saturado la presión para la que comienza a producirse las deformaciones permanentes es  $p_0$ . La relación genérica entre  $p_0$  y  $p_0^*$  en el espacio  $(s, p)$  fue obtenida relacionando el volumen específico  $v$  en los puntos **1** y **3**, en una trayectoria **1:2:3** de forma tal que:

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \quad (2.26)$$

El hinchamiento recuperable que se produce en el tramo **2:3** fue definido a partir de la expresión:

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{\text{atm}})} \quad (2.27)$$

Donde  $\kappa_s$  es la pendiente de la recta que relaciona  $v_s$  y  $\ln(s + p_{\text{atm}})$  en una rama de descarga y recarga. La presión atmosférica,  $p_{\text{atm}}$  fue incorporada para evitar que para valores muy bajos de la succión  $dv$  o  $v$  tendieran a infinito.

A partir de las ecuaciones (2.24), (2.25), (2.26) y (2.27) se obtiene:

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa_s \ln \frac{s + p_{\text{atm}}}{p_{\text{atm}}} = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p^c} \quad (2.28)$$

que es una relación entre  $p_0$  y  $s$ , función de unos parámetros de referencia ( $p_0^*$ ,  $p^c$ ) y de otros parámetros del suelo ( $N(s)$ ,  $\lambda(s)$ ,  $\kappa$ ,  $\kappa_s$ ).  $N(0)$  y  $\lambda(0)$  son los valores de  $N(s)$  y  $\lambda(s)$  para suelos saturados. Si se admite que  $p^c$  es la presión para la que se alcanza la curva noval saturada partiendo de un estado no saturado en una trayectoria de reducción de la succión que solamente genera hinchamiento elástico, se cumple que:

$$\Delta v(p^c)_0^s = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{\text{atm}}}{p_{\text{atm}}} \quad (2.29)$$

de tal forma que la ecuación (2.28) se puede simplificar de la siguiente manera:

$$\left( \frac{p_0}{p^c} \right) = \left( \frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{[\lambda(0)-\kappa]}{[\lambda(s)-\kappa]}} \quad (2.30)$$

Esta ecuación define en el espacio  $(s, p)$  una *superficie de fluencia* (Fig. 2.29) cuya posición queda determinada por la presión de preconsolidación del suelo saturado  $p_0^*$  que es un parámetro de rigidización del modelo. Si  $p_0^* = p^c$ ,  $p_0 = p^c$  la superficie de fluencia  $p_0$  se transforma en una recta vertical.

Para tener en cuenta los posibles cambios de rigidez del suelo con los aumentos de la succión, Josa (1988) adoptó la siguiente expresión:

$$\lambda(s) = \lambda(0) [(1-r) \exp(-\beta s) + r] \quad (2.31)$$

Donde  $r$  es una constante relacionada con la máxima rigidez del suelo para succión infinita,  $\beta$  es un parámetro que controla la velocidad con que varía  $\lambda(s)$  con la succión.

Josa (1988) adoptó un valor de la succión  $s_0(p)$  considerado como el más elevado al que había estado sometido el suelo en toda su historia para cada tensión esférica, de manera tal que cuando la succión aplicada al suelo alcanza este valor, aparecen deformaciones aparentes.  $s_0(p)$  es una nueva superficie de fluencia del suelo, considerada como constante en una primera aproximación. Plantea además una relación logarítmica entre el volumen específico  $v$  y la succión  $s$  tanto en las ramas noales como en las ramas de descarga y recarga (ciclos de secado y humedecimiento). El cambio de volumen específico  $dv$  en la rama noal tiene la siguiente expresión:

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{\text{atm}})} \quad (2.32)$$

y en la rama de descarga y recarga está expresada por la ecuación (2.27). De acuerdo con la ecuación (2.25), un aumento de  $p$  dentro del dominio elástico causará un aumento de deformación volumétrica:

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa dp}{v p} \quad (2.33)$$

Cuando  $p$  alcanza la superficie de fluencia  $p_0$  el incremento de deformación volumétrica total se obtiene de la ecuación (2.24) y se expresa como:

$$d\epsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (2.34)$$

Tal que el incremento de deformación volumétrica plástica  $d\epsilon_v^p$  tiene la expresión siguiente:

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (2.35)$$

Se puede demostrar teniendo en cuenta la ecuación (2.29) que el incremento de deformación volumétrica plástica se puede expresar también como:

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (2.36)$$

De manera similar, de acuerdo con la ecuación (2.27) un aumento de la succión dentro del campo elástico genera un incremento de deformación volumétrica elástica cuya expresión es:

$$d\epsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (2.37)$$

y si alcanza la superficie de fluencia  $s_0$  se producirán deformaciones plásticas cuyos incrementos serán:

$$d\epsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (2.38)$$

De esta forma se controla la posición de la superficie de fluencia  $p_0$  y  $s_0$ , que pueden moverse, en principio, independientemente una de la otra en el espacio de tensiones ( $s$ ,  $p$ ). Sin embargo Josa (1988) hizo depender a ambas superficies de la deformación volumétrica plástica total  $d\epsilon_v^p = d\epsilon_{vp}^p + d\epsilon_{vs}^p + d\epsilon_{vh}^p$  de tal manera que las leyes de la rigidización tenían la forma siguiente:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\epsilon_v^p \quad (2.39)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_v^p \quad (2.40)$$

El tercer parámetro de tensión,  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ , ha sido incorporado para incluir el efecto de la tensión de corte. El estado de deformación esta definido por la deformación volumétrica  $\epsilon_v = (\epsilon_1 + 2\epsilon_3)$ , y la deformación de corte  $\epsilon_s = \frac{2}{3}(\epsilon_1 - \epsilon_3)$ . Por consistencia el modelo debe predecir comportamientos saturados cuando el valor de la succión se reduce a cero. Para una buena representación del comportamiento general del suelo no saturado tomando como base el modelo Cam-Clay, se propuso que una superficie para una muestra a una succión constante  $s$  que estará descrita por una elipse que presentará una tensión de preconsolidación isótropa, dada por  $p_0$  previamente definido el cual se encuentra en la superficie LC (*Loanding-Collapse*) ( Fig. 2.30).

Para definir la elipse se necesita especificar el estado de falla. Paralelamente a las condiciones saturadas, una línea de estado crítico (CSL) para una succión diferente de cero representará el incremento de la resistencia inducida por la succión. Como una primera hipótesis el efecto de la succión será representado por un incremento en la cohesión, manteniendo la pendiente  $M$  de la línea de estado crítico (CSL) para condiciones saturadas. Si el incremento en la cohesión sigue una relación lineal con la succión, las elipses interceptarán el eje  $p$  en un punto para el cual:

$$p = -p_s = -ks \quad (2.41)$$

Donde  $k$  es una constante. El eje mayor de la elipse atravesará el segmento  $-p_s(s)$  a  $p_0(s)$  y su ecuación estará dada por:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (2.42)$$

También se ha propuesto que la superficie geométrica SI se extiende dentro de la región  $q > 0$  por medio de un plano paralelo al eje  $q$ , de tal manera que la ecuación  $s = s_0 = cte$ , se mantiene en le espacio  $(p, q, s)$  una vista tridimensional de la superficie  $(p, q, s)$  se muestra en la Fig. 2.31.

Con respecto a la dirección de los incrementos de la deformación plástica, asociados con la superficie de campo (ec. 2.42), se sugiere una regla de flujo no asociada en los planos  $s = constante$ . De hecho, se sabe (Gens y Potts, 1982a) que el modelo de estado crítico convencional a menudo subestima los valores de  $K_0$ . Para evitar este problema la expresión para la regla de flujo asociada se modificó introduciendo un parámetro  $\alpha$  (Ohmaki, 1982) resultando la siguiente ecuación:

$$\frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad (2.43)$$

Donde  $\alpha$  se elige de tal manera que la regla de flujo prediga cero en deformación lateral para un estado de tensión correspondientes a valores de  $K_0$  (Jaky, 1948) ( $K_0=1 - \text{sen}\phi' = (6 - 2M)/(6 + M)$ ). Dada la relación entre  $K_0$  y  $M$ , la nueva regla de flujo no introduce parámetros constitutivos adicionales. Las componentes de la deformación plástica asociadas a esta superficie de campo estarán dadas por  $(d\epsilon_{vp}^p, d\epsilon_s^p)$ . Para la segunda superficie de campo ( $s = s_0 = \text{cte.}$ ) el vector de incremento de la deformación plástica inducida por el incremento de succión será  $(d\epsilon_{vp}^p, 0)$  donde  $d\epsilon_{vp}^p$  esta dado por la ecuación (2.38).

La deformación elástica  $d\epsilon_s^e = \frac{2}{3}(d\epsilon_1^e - d\epsilon_3^e)$  inducida por cambios en  $q$  será analizada a través del módulo de corte  $G$ :

$$d\epsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad (2.44)$$

El modelo BBM es capaz de reproducir un gran numero de características de comportamientos mecánicos en suelos no saturados por ejemplo:

- Incrementos de la tensión de preconsolidación aparente con incrementos de succión.
- Estado del suelo después de un colapso
- Deformaciones irrecuperables en algunas trayectorias de humedecimiento
- Incrementos de la tensión de corte al incrementar la succión
- La existencia de la línea de estado crítico (SCL) para valores de succión constate