



ISSN 0188-7297



---

# **INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS NO SATURADOS EN VÍAS TERRESTRES**

Mauricio Barrera Bucio  
Paul Garnica Anguas

**Publicación Técnica No. 198  
Sanfandila, Qro, 2002**

---

**SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**  
**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres**

**Publicación Técnica No. 198**  
**Sanfandila, Qro, 2002**

---

---

El presente trabajo ha sido elaborado en la Coordinación de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte por los investigadores Dr. Mauricio Barrera Bucio y Dr. Paul Garnica Anguas.

---

# ÍNDICE

---

<b><i>CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS</i></b> .....	1
<b>1.1 Introducción</b> .....	1
<b>1.2 Objetivo</b> .....	6
<b><i>CAPÍTULO 2 COMPORTAMIENTO DE SUELOS NO SATURADOS. ESTADO DEL CONOCIMIENTO</i></b> .....	7
<b>2.1 Introducción</b> .....	7
2.1.1 Reseña histórica de la mecánica de suelos no saturados.....	8
<b>2.2 El suelo no saturado. Generalidades</b> .....	9
2.2.1 Origen.....	9
2.2.2 Fases componentes de un suelo no saturado.....	11
2.2.2.1 Fase sólida.....	12
2.2.2.2 Fase líquida.....	13
2.2.2.3 Fase gaseosa.....	14
2.2.2.4 Interacción entre las fases.....	14
2.2.3 Clasificación de los suelos no saturados.....	14
2.2.4 Estructura de los suelos.....	16
2.2.5 Efectos microestructurales en suelos no saturados.....	18
2.2.5.1 Fenómenos de superficie.....	19
2.2.5.2 Succión.....	22
2.2.5.3 Influencia de la succión sobre la deformación del suelo.....	25
2.2.6 Técnicas experimentales de aplicación y medida de la succión.....	27
<b>2.3 Colapso y expansión</b> .....	37
2.3.1 Fenómeno de colapso.....	37
2.3.1.1 Introducción.....	37
2.3.1.2 Mecanismo de colapso.....	39
2.3.1.3 Proceso de colapso.....	41
2.3.2 Fenómeno de expansión.....	47

2.3.2.1	Introducción.....	47
2.3.2.2	Mecanismo de expansión.....	48
2.3.2.3	Tipo y origen de los suelos expansivos.....	50
2.3.2.4	Proceso de expansión.....	52
<b>2.4</b>	<b>Estado de esfuerzo.....</b>	<b>54</b>
2.4.1	Estado de esfuerzos para suelos saturados.....	55
2.4.2	Estado de esfuerzos para suelos no saturados.....	56
2.4.3	Parámetros de estado.....	59
2.4.4	Funciones y superficies de estado.....	60
2.4.5	Resistencia de los suelos no saturados.....	62
<b>CAPÍTULO 3 MECÁNICA DE SUELOS EN INGENIERÍA DE PAVIMENTOS.....</b>		<b>69</b>
<b>3.1</b>	<b>Introducción.....</b>	<b>69</b>
<b>3.2</b>	<b>Problemas de los pavimentos.....</b>	<b>73</b>
3.2.1	Cambios de humedad en bases, subbases y terracerías.....	73
3.2.2	Condiciones iniciales.....	77
3.2.3	Succión inicial.....	80
3.2.4	Efecto de la succión sobre las propiedades del suelo compactado.....	82
3.2.4.1	Módulos de deformación.....	82
3.2.4.2	Cambios de volumen asociados con la succión.....	84
3.2.4.3	Resistencia.....	88
3.2.5	Pavimentos sobre suelos expansivos o colapsables.....	89
3.2.5.1	Pavimentos sobre suelos expansivos.....	90
3.2.5.2	Pavimentos sobre suelos colapsables.....	92
<b>3.3</b>	<b>Empleo de materiales hasta ahora descartados.....</b>	<b>94</b>
3.3.1	Introducción.....	94
3.3.2	Tendencias de las características de los materiales.....	96
3.3.3	Materiales naturales: suelos marginales.....	97
3.3.4	Criterios de empleo.....	98
3.3.4.1	Criterios particulares de empleo.....	98
3.3.4.2	Parámetros básicos a controlar.....	99

3.3.4.3	Suelos compactados. Algunos principios básicos de su comportamiento..	100
<b>CAPÍTULO 4</b>	<b>ESTABILIDAD DE TALUDES</b> .....	107
<b>4.1</b>	<b>Estabilidad de los taludes</b> .....	107
4.1.1	Introducción.....	107
<b>4.2</b>	<b>Influencia del tipo de material</b> .....	109
4.2.1	Medios rocosos.....	109
4.2.2	Suelos.....	110
4.2.3	Rellenos.....	111
<b>4.3</b>	<b>Tipos de movimientos</b> .....	111
4.3.1	Desprendimientos.....	112
4.3.2	Vuelcos.....	113
4.3.3	Deslizamientos.....	115
	4.3.3.1 Deslizamientos rotacionales.....	116
	4.3.3.2 Deslizamientos traslacional.....	117
<b>4.4</b>	<b>Factores condicionantes y desencadenantes</b> .....	118
4.4.1	Factores naturales.....	119
4.4.2	Actividad humana.....	121
<b>4.5</b>	<b>Efecto del agua en los materiales y en su estabilidad</b> .....	121
4.5.1	Presiones intersticiales.....	122
4.5.2	Resistencia al corte de los materiales.....	123
<b>4.6</b>	<b>Caracterización geotécnica</b> .....	124
4.6.1	Diseño de taludes.....	126
	4.6.1.1 Métodos empíricos.....	128
	4.6.1.2 Taludes en suelos y roca blanda.....	129
<b>4.7</b>	<b>Tipología y peligrosidad</b> .....	129
<b>CAPÍTULO 5</b>	<b>CONCLUSIONES</b> .....	133
<b>REFERENCIAS</b> .....		137



## RESUMEN

---

El estudio del comportamiento de los *Suelos No Saturados* ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación en las últimas décadas debido a las dificultades para la aplicación de la *Mecánica de Suelos tradicional* a los problemas geotécnicos que se plantean en este tipo de material. A pesar de los trabajos publicados sobre este tema, aún falta información sobre diversos aspectos de estos materiales que pueda contribuir a un mejor entendimiento del comportamiento que presentan estos suelos frente a cambios de esfuerzos y de succión. En el presente trabajo se ilustra una recopilación de los aspectos principales sobre el comportamiento de los *Suelos no Saturados*, comenzando por estudiar la naturaleza de estos suelos, continuando con los cambios de humedad y el estado de esfuerzo al que se ve sometido, también se describen las principales técnicas para la determinación de la succión y sus componentes y, por último, una revisión del comportamiento esfuerzo–deformación, principalmente en lo referente a los aspectos asociados con la variación de la succión.

El objetivo principal de este trabajo se centra en presentar la importancia de la *Mecánica de Suelos no Saturados* para el diseño de las obras de ingeniería, con ello contribuir a mejorar la seguridad, calidad, modernidad, confiabilidad y eficiencia de la infraestructura de manera sustancial y reducir los costos de mantenimiento de las grandes obras del transporte ya existentes en nuestro país y optimizar los trabajos necesarios para el proyecto y construcción de nuevas obras, tomando en consideración los impactos en la sociedad y en el medio ambiente.

## **ABSTRACT**

---

In the last years the study of the unsaturated soils behaviour have been object of many kind of researches due to the difficulties of application of the traditional mechanical of soils to the geotechnical problems to unsaturated soils. Even though this published jobs, it is necessary to get more information about different characteristics about this material in order to contribute to a better understanding of the behaviour of these soils under change of stress and suction. In this work is shown a compilation of the main aspects of the behaviour of unsaturated soils, first studying the nature of these soils and also describing the principal techniques to determine suction and their components and finally a review of stress and strain behaviour mainly take in account aspects related with the variation of suction.

The main objective of this research work focuses on the importance of the mechanical of unsaturated soils to design construction engineering in order to improve the security, quality, modernity, reliability and efficiency of the infrastructure to reduce the cost of maintenance of big buildings existent in Mexico and to optimise the necessary work for projects of new buildings take in consideration the environmental and social impact.

## RESUMEN EJECUTIVO

---

El objetivo de este trabajo es presentar la importancia de la *Mecánica de Suelos no Saturados* para el diseño de las estructuras que conforman las obras carreteras, con ello contribuir a mejorar la seguridad, calidad, modernidad, confiabilidad y eficiencia de las infraestructuras de manera sustancial y reducir los costes de mantenimiento de las grandes obras de infraestructura del transporte ya existentes en nuestro país y a optimizar los trabajos necesarios para el proyecto y construcción de las nuevas obras, tomando en consideración los impactos en la sociedad y el medio ambiente.

Este trabajo se ha dividido en cinco capítulos que se resumen a continuación:

El *capítulo 2* contiene el estado del conocimiento sobre el comportamiento de los suelos no saturados. Se comienza con una reseña histórica y generalidades de la mecánica de los suelos no saturados, así como de los fenómenos que los caracterizan, en particular la expansión y el colapso, se continúa con el comportamiento volumétrico, la rigidez y resistencia al corte. Posteriormente, se incluye una revisión de las técnicas experimentales de medida y aplicación de la succión y se analiza el estado de esfuerzo al que se ven sometidos dichos suelos. Por otro lado, se ha puesto de manifiesto la importancia de la estructura para mejor comprensión de los fenómenos asociados a la expansión y al colapso. En el caso de arcillas expansivas la microestructura y su estado de esfuerzos son aspectos fundamentales para el análisis de su comportamiento. También para los suelos compactados en general, la estructura desempeña un papel fundamental en su comportamiento, siendo necesario conocer además de la distribución y orientación del conjunto de partículas, las uniones o enlaces, las agrupaciones y la forma con que actúa la succión en cada caso.

En el *capítulo 3*, se ha revisado la naturaleza de los fenómenos de cambio de humedad en la estructura que conforman las vías terrestres y su influencia sobre la deformación de bases, subbases y terraplenes. Las propiedades mecánicas de bases y terraplenes se han discutido desde la perspectiva del conocimiento actual de los suelos compactados. Se hace mención la importancia de la ejecución de un relleno compactado contemplando desde una perspectiva global, comenzando por tener en cuenta los materiales disponibles en el entorno, y los medios de puesta en obra, en donde el proyecto del terraplén

tendrá en cuenta esas circunstancias, adoptando las soluciones oportunas para que el producto final obtenido cumpla los objetivos perseguidos en relación con su estabilidad, deformabilidad y durabilidad.

En *el capítulo 4*, se ha presentado la influencia del tipo de material para la estabilidad de un talud, así como los tipos de movimientos y los factores que los originan, haciendo hincapié en la influencia del agua. Se hace mención de algunos métodos para resolver los problemas de estabilidad.

Finalmente en *el capítulo 5* se presentan las principales conclusiones derivadas de este trabajo.

# CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

---

## 1.1 Introducción

El crecimiento espectacular de las ciudades y el crecimiento de los medios de comunicación experimentados en México durante los últimos años han ido acompañados de una demanda creciente de “movilidad” de bienes y personas no siempre compatibles con las limitaciones de carácter social, económico y de respeto a la Naturaleza que caracterizan el mundo moderno.

Ante esta situación la mejora ineludible de los transportes aéreos, marítimos, por carretera y ferrocarril, constituyen un reto técnico formidable en el que la Geotecnia juega un papel fundamental a la hora de asegurar un correcto funcionamiento de las infraestructuras que es necesario construir, tanto en superficie como por el interior del terreno.

Así la demanda del transporte por carretera ha venido aumentando considerablemente con el crecimiento económico y poblacional del país, haciendo necesario el aumento de cargas por eje para hacer más rentable el costo del transporte. Aunado a esto, se tiene el crecimiento provocado por el intercambio comercial internacional, que también demandará carreteras con calidad y cantidad suficiente que permitan hacer sus recorridos a un costo adecuado. Esto da paso a pensar en la elaboración de métodos de diseño que representen las condiciones imperantes en el país, para contribuir así, a lograr satisfacer a la demanda actual y futura.

Es evidente que el transporte es un factor indispensable para el desarrollo de todas las actividades de un país. A nivel mundial, actualmente se presentan fuertes problemas relacionados con el diseño estructural, conservación y reconstrucción de pavimentos (Brown, 1996).

Por lo que, las investigaciones actuales y futuras de los materiales para pavimentos tiene por objeto final mejorar su comportamiento bajo las sollicitaciones del tráfico y en las condiciones climáticas del lugar, de modo rentable y con atención al medio ambiente. Las consideraciones económicas son

fundamentales y aquí intervienen tanto el costo de construcción como la durabilidad de las diferentes opciones que se pretende aumentar.

Al igual que en la totalidad de las aplicaciones de la Mecánica de Suelos, los materiales de esa naturaleza que se utilizan en la construcción de pavimentos, son dos tipos claramente diferenciados. Los que se denominan materiales gruesos (arena, gravas, fragmentos de roca, etc.) constituyen un primer grupo, siendo el segundo el formado por los suelos finos, cuyo arquetipo son los materiales arcillosos. Es bien conocida la gran diferencia que en comportamiento tienen ambos grupos de suelos, dando mayor atención a las características de resistencia y de deformación, también es sabido que muchas de estas diferencias en el terreno fenomenológico ocurren por naturaleza y estructura íntima que adoptan las partículas individuales o sus grumos, en el caso de los suelos finos, que forman agrupaciones compactas y bien familiares, en el caso de los suelos gruesos, que adoptan formas con grandes volúmenes de vacíos.

En los suelos gruesos la deformación del conjunto por efecto de cargas externas sólo puede tener lugar o por acomodo brusco de partículas menores en los huecos que entre sí dejen las mayores, o por ruptura y molienda de las partículas. Por lo general cualquier masa de esta naturaleza bien compactada, adquiere características de resistencia y difícil deformabilidad que son además muy permanentes en el tiempo y especialmente muy poco dependientes del contenido de agua que el conjunto tenga o adquiera. Mientras que en el caso de los suelos finos arcillosos el panorama es muy diferente, cuando estos suelos finos con una estructura interna abierta, con un alto volumen de vacíos, hace que estos suelos tengan una compacidad de deformación mucho más alta. Si los suelos finos están saturados de agua, al ser objeto de presión son proclives al fenómeno de consolidación que induce al agua salir del conjunto comprimiendo la estructura del suelo dando lugar a deformaciones muy importantes. En suelos finos parcialmente saturados, la presión externa produce deformaciones que disminuyen los huecos, las estructuras comprimidas, al cesar la presión externa y al absorber agua tienden a disipar los estados de tensión superficial actuantes entre el agua que ocupaba parcialmente los vacíos y las partículas cristalinas del suelo, liberando energía que permite que la estructura se expanda, de manera que los suelos arcillosos son muy proclives a la compresión o a la expansión cuando se les cambia su grado de saturación. En cualquier caso la estabilidad volumétrica de los suelos finos está amenazada y pueden ocurrir en ellos deformaciones volumétricas muy importantes, este comportamiento

volumétrico que ocurre en los suelos finos parcialmente saturados se discutirán en los siguientes apartados.

En vista de que los suelos compactados (materiales gruesos y finos) se consideran suelos artificiales no saturados, uno de los objetivos de este trabajo será el presentar las principales características del comportamiento de los suelos no saturados.

Para ello cabe mencionar que la *Mecánica del Suelo* se desarrolló inicialmente para estudiar los suelos saturados. Los estudios de estos suelos han sido abundantes, principalmente en los países desarrollados y de clima húmedo que han ofrecido grandes aportaciones al conocimiento de su comportamiento. El caso más general *no saturado* ha sufrido un desarrollo notablemente más lento. Han sido aducidas en diferentes ocasiones las razones por las que esto ha sido así (Fredlund, 1979; Alonso & Lloret, 1985). Al hecho evidente de que por ser un estado más general, el caso no saturado plantea mayores problemas de tratamiento, se pueden añadir los siguientes factores como justificación de la mayor lentitud en su estudio:

1. Los suelos saturados son abundantes, sobretodo en los países desarrollados y de clima templado que mayor aportación han ofrecido a la Mecánica de Suelos.
2. El estudio del suelo no saturado, respecto al suelo saturado, comporta el tratamiento de nuevas variables de esfuerzo, como la succión, que pueden afectar considerablemente a su comportamiento, planteando además problemas de flujo muy no lineales y de compleja solución con tres fases, sólida, líquida y gaseosa.
3. En el caso no saturado no ha sido posible la aplicación del Principio de los Esfuerzos Efectivos tal y como se realiza para el caso saturado, en el que representa un marco de referencia correcto y útil.
4. La situación saturada tiende a ser la pésima en estado de rotura, siendo en general previsible el paso por dicha situación a lo largo del periodo de proyecto que en un momento dado se esté considerando.

En resumen, se puede decir que no ha resultado “rentable” abordar el estudio del suelo no saturado desde el punto de vista general por cuanto a la complejidad asociada a dicho estudio se ha unido la falta de riesgo que comporta en rotura considerar únicamente el estado saturado, por quedar en este sentido del lado de la seguridad.

Ello ha originado una falta de base teórica que ha sido suplida, cuando ha sido necesario (estructuras con alto riesgo, terrenos muy expansivos, etc.), por estudios específicos. Por esta causa la *Mecánica de Suelos no Saturado* ha sido durante años el conjunto de conocimientos empíricos y casuísticos derivados de dichos estudios, que han sido los que se han aplicado en diseño y proyectos de estructuras. Sin embargo, en ocasiones es también de interés o incluso crítico el conocer las deformaciones que puede sufrir un suelo al verse sometido a estados de esfuerzos o ambientales determinados. Si a esto se le une el hecho de que gran parte de la superficie terrestre está en estado no saturado o puede estarlo, debido a las variaciones climáticas o por la actividad del hombre, existiendo incluso zonas en las que la condición de saturación no es ni tan siquiera previsible, resulta evidente el interés en llegar a modelos generales que permitan el tratamiento sistemático de estos suelos. Como datos significativos se puede decir que la cuarta parte de la superficie terrestre de los Estados Unidos está cubierta por suelos que pueden plantear problemas de expansión (Holtz, 1980) y que el 80 % de la superficie terrestre emergida se ve sometida a procesos de desecación a causa de los estados climatológicos o de otro origen (vegetación, etc.) (Fredlund, 1985) de los que en más del 50 % estos procesos de desecación pueden ser altamente significativos en su comportamiento. Prueba de ello, y que permite incluso una evaluación económica del problema, son los daños provocados por suelos expansivos sobre estructuras cimentadas sobre ellos. Diferentes autores han estimado los costes derivados de las reparaciones que se han tenido que realizar por causa de la acción de este tipo de suelo. Jones y Holtz (1973) evalúan que dichos costes representaron en los Estados Unidos unos 2,250 millones de dólares anuales durante los primeros años de la década de los 70, destacando 1,140 millones de dólares en reparaciones de carreteras y calles y 300 millones de dólares en reparaciones de viviendas unifamiliares.

Por ello, se les ha denominado suelos problemáticos, especiales o no convencionales, a los suelos residuales, suelos colapsables y los suelos expansivos, que son ejemplos de materiales potencialmente *no saturados*. Estos suelos están sujetos a cambios de humedad de origen natural (variaciones climáticas) o artificial (actividad humana), que causan importantes modificaciones en su capacidad portante (resistencia y deformabilidad). Por ello, es preciso comprender el comportamiento geotécnico de los suelos naturales y artificiales (suelos compactados, rellenos de escombros) no saturados a fin de poder predecir, prevenir o minimizar accidentes naturales (inestabilidad de taludes, procesos de erosión y asentamientos).

Por tal motivo, el estudio del comportamiento de los suelos no saturados ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación en las últimas décadas debido a las dificultades para la aplicación de la *Mecánica de Suelos tradicional* a los problemas geotécnicos que se plantean en este tipo de material. A pesar de los trabajos publicados sobre este tema, aún falta información sobre diversos aspectos de estos materiales que pueda contribuir a un mejor entendimiento del comportamiento que presentan estos suelos frente a cambios de esfuerzos y de succión. Por ejemplo, el principio de los esfuerzos efectivos, que constituye uno de los puntos básicos del comportamiento del suelo saturado, cuando se aplica a los suelos no saturados presenta dificultades que todavía no están totalmente resueltas. En la actualidad se considera aún escaso el conocimiento que se tiene sobre este tema, debido a la complejidad y gran cantidad de factores que intervienen en el mismo. Los problemas que entraña el conocimiento de la influencia de nuevas variables de esfuerzos, como la succión, los fenómenos de histéresis, respecto a los cambios de humedad, los fenómenos acoplados hidro-mecánicos, los problemas de flujo no lineales y otros aspectos del comportamiento de estos suelos han llevado a mantener la aplicación de la teoría de los suelos saturados en los estudios y proyectos geotécnicos.

Los suelos artificiales no saturados, como el caso de los suelos compactados para la construcción de obras de ingeniería civil ha sido frecuente a lo largo de la historia. A pesar de que el comportamiento de estos suelos ha sido estudiado por numerosos autores, es necesario continuar con la sistematización de la información disponible sobre los mismos para poder predecir con suficiente aproximación su comportamiento y enfocar racionalmente el diseño de las obras en las que intervienen. Desde un punto de vista práctico, el estudio experimental del comportamiento de los suelos compactados al igual que el desarrollo de un marco conceptual de un modelo constitutivo que permita simular el comportamiento de dichos suelos (suelos no saturados) frente a cambios de succión y de esfuerzo es de gran interés en el campo de obras de ingeniería, como en el caso de las vías terrestres con retos a resolver problemas de estabilidad de laderas naturales y taludes, construcción de terraplenes, empujes de tierras contra toda clase de elementos de retención, cimentaciones para puentes y obras viales y presas de tierra, constituyen un catálogo cuya sola enumeración fundamenta lo dicho.

## **1.2 Objetivo**

El objetivo de este trabajo es presentar la importancia de la *Mecánica de Suelos no Saturados* para el diseño de las estructuras que conforman las Vías Terrestres, con ello contribuir a mejorar la seguridad, calidad, modernidad, confiabilidad y eficiencia de las infraestructuras de manera sustancial y reducir los costes de mantenimiento de las grandes obras de infraestructura del transporte ya existentes en nuestro país y a optimizar los trabajos necesarios para el proyecto y construcción de las nuevas obras, tomando en consideración los impactos en la sociedad y el medio ambiente.

# 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 este motivo, sobre todo también asociado a las características de los suelos compactados, es por el que se han desarrollado fórmulas y modelos que tratan de explicar esta faceta del comportamiento.

Por otra parte hay una gran diversidad de suelos parcialmente saturados, muchos de ellos con características o comportamientos particulares, como arcillas expansivas muy plásticas (con expansión 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.

Varios investigadores han escrito estados del conocimiento sobre suelos no saturados y entre ellos están los trabajos de Dudley (1970), Aitchison (1973), Fredlund (1975, 1976, 1977, 1985), Justo *et al.*, (1984), Jiménez Salas (1986), Escario *et al.* (1986, 1987, 1989), Delage *et al.* (1987), Alonso *et al.* (1987).

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado son los relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser positivas (colapso) o negativas (expansión). El comportamiento de los suelos no saturados es función de la estructura del suelo, que varía considerablemente dependiendo de varios factores (procesos de formación), el grado de saturación y la distribución granulométrica de las partículas.

### **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 los esfuerzos efectivos para los suelos no saturados (por ejemplo Bishop, 1959 y Aitchison, 1960). Durante este periodo el concepto de los esfuerzos efectivos 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 de esfuerzos en lugar de una (por ejemplo Matyas y Radhakrishna, 1968 y Fredlund, 1979). El esfuerzo “esfuerzo neto” (esfuerzo 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 de esfuerzo. 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 esfuerzo. Sin embargo el comportamiento del cambio de volumen y de corte se trataron por separado.

En el tercer periodo, desde 1987, varios investigadores han estudiado el comportamiento de los suelos no saturados en términos del concepto del estado crítico y tratando 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 una expansión. Según Aitchison (1973), tanto el colapso como la expansión 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 de esfuerzo 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 de esfuerzos al 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 de esfuerzos, 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 este trabajo 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 básicos referentes a cada una de las fases constituyentes.

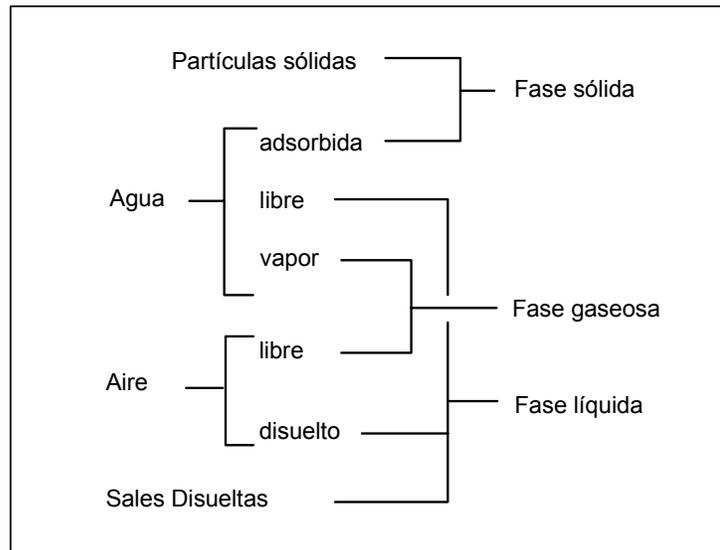


Figura 2.1 Componentes principales de cada una de las fases de un suelo no saturado (Yoshimi & Osterberg, 1963).

### **2.2.2.1 Fase sólida**

Las partículas de suelo, que componen la fase sólida, pueden presentar características altamente variables de unas a otras. Propiedades como su tamaño (granulometría), forma, textura, composición mineralógica, configuración cristalográfica, etc., pueden ser fundamentalmente en su comportamiento (Josa, 1988). Es conocida, por ejemplo, la influencia que tienen las cargas eléctricas de las partículas, su capacidad de cambio catiónico o la formación y variación de la capa doble difusa. La estructura de las partículas sólidas es especialmente importante en el caso de suelos en estado no saturado debido a la influencia que tiene en el efecto del estado de esfuerzos provocado en las interfases entre dichas partículas, el agua y aire. Así, por ejemplo, la compactación por el lado seco o húmedo del óptimo puede producir estructuras distintas con la consecuente respuesta diferenciada.

En ocasiones fracciones del suelo que pueden ser pequeñas condicionan su comportamiento conjunto, como es el caso de las partículas arcillosas (Gibbs *et al.*, 1960). A veces las partículas arcillosas se aglomeran en “partículas” elementales mayores que son las que originan una determinada respuesta del suelo (Jiménez Salas, 1958). Sankaran y Venkateshwar Rao (1973), por ejemplo, distinguen las partículas propiamente de arcilla, los cristales de arcilla compuestos por varias partículas de arcilla dispuestas paralelamente, los agregados de arcilla y los conglomerados de arcilla, estos 3 últimos susceptibles de ser modificados dependiendo de factores de esfuerzos.

Diversos autores han realizado estudios de porosimetría en varios tipos de suelos, desde arcillosos hasta arenosos (Sridaharan *et al.*, 1971; Juang y Holtz, 1986; Romero, 1999). Se observa en ellos que muchos suelos residuales o compactados por el lado seco del óptimo presentan una distribución bimodal de tamaño de poros, acorde con estructuras formadas por agregados de partículas elementales (porosidad interna y externa a dichos agregados). En procesos de secado de muestras de suelo se observan disminuciones de volumen en suelos blandos, y no en suelo puramente granulares, lo cual es explicado y comprobado por estudios de porosimetría asociando dicha deformación a los propios agregados de partículas (inexistentes en suelos granulares) al cambiar de volumen.

En consecuencia la estructura del suelo es un factor de gran importancia para predecir su respuesta y se puede decir, de acuerdo con Lambe y Whitman (1968), que el conocimiento de la composición de sus partículas individuales, si bien proporciona un conocimiento básico de su comportamiento tiene pocas

relaciones útiles con él. De todo ello se deduce la dificultad de obtener el comportamiento macroestructural del suelo a partir de sus propiedades microestructurales. Se han elaborado, sin embargo modelos que relacionan uno y otro nivel en aspectos parciales.

En el caso de los materiales granulares se han elaborado también modelos de comportamiento partiendo de consideraciones microestructurales (Cundall y Strack, 1979; Kitamura, 1981), aunque todos ellos estudian el suelo en estado totalmente seco. Sin embargo, han aparecido los primeros modelos en los que el suelo es ya considerado en estado parcialmente saturado (Gili, 1988) y con los que es posible reproducir fenómenos específicos de estos suelos como el colapso estructural.

#### **2.2.2.2 Fase líquida**

La fase líquida la compone fundamentalmente el agua. Químicamente esta agua se puede clasificar en tres tipos: el *agua higroscópica*, adsorbida en la partícula o formando parte de la capa doble difusa, que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas, *el agua capilar*, condicionada por las fuerzas capilares del suelo, y el *agua gravitacional*, que puede ser separada en condiciones de drenaje libre por gravedad. Las dos últimas son las que se pueden mover por acciones hidrodinámicas (agua libre) (Lambe, 1958).

El agua puede contener sales disueltas que aportan cationes a la capa doble difusa. Es conocida la influencia que la existencia y calidad de estos cationes puede tener en el comportamiento del suelo, pudiendo provocar notables variaciones volumétricas o de resistencia. Skempton y Northey (1952) indican como la reducción de sales en el agua intersticial pueden provocar altas sensibilidades en el suelo, pudiendo provocar inestabilidad de grandes masas de terreno. Determinadas sales adicionadas al agua intersticial pueden estabilizar el suelo, como ocurre con el cloruro cálcico. Gokhale y Swaminathan (1973) exponen la estabilización acelerada de suelos expansivos adicionando silicatos de sodio hasta un 1%. En otros casos, la existencia de sales que cristalizan debido, por ejemplo, a variaciones de temperatura o humedad, pueden provocar deformaciones volumétricas indeseables del suelo.

### **2.2.2.3 Fase gaseosa**

La fase gaseosa está fundamentalmente compuesta por aire. Una característica importante del aire es su compresibilidad, en contraste con la incompresibilidad con que habitualmente se trata al agua. Como es sabido, el comportamiento de los gases y concretamente la relación entre su volumen, la presión y la temperatura, viene guiada por la ecuación del virial, que para intervalos pequeños y niveles bajos de presión puede ser aproximada por la ley general de los gases perfectos (Barrow, 1961).

### **2.2.2.4 Interacción entre las fases**

Existen interacciones entre las fases líquidas y gaseosas. Por una parte el agua está en equilibrio con su vapor, que forma parte de la fase gaseosa. La presión de vapor, o presión a la que el líquido y su vapor están en equilibrio dependen de diversos factores como son la temperatura, la presión parcial del aire o la curvatura de la superficie del líquido (ecuación de Kelvin). Por otro lado, el aire puede ser disuelto en parte por el agua, siguiendo la ley de Henry (barrow, 1961).

De este apartado se puede concluir la gran dificultad que comporta el deducir comportamientos macroestructurales generales a partir de estudios microestructurales. En realidad es este un problema poco resuelto y que entraña una tremenda complejidad.

### **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.

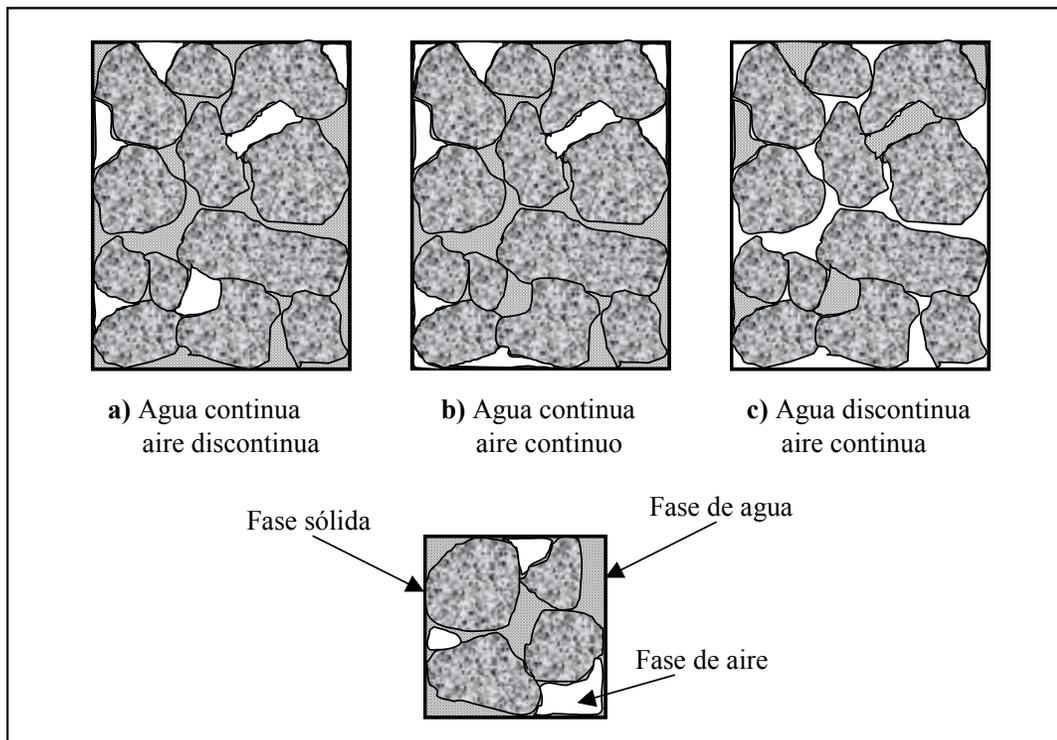


Figura 2.2 Estructura de suelos no saturados (Wroth & Houlby, 1985).

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.

#### **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 una expansión 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 que simplifican el conjunto de todas las estructuras posibles (ver Fig. 2.3). 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.

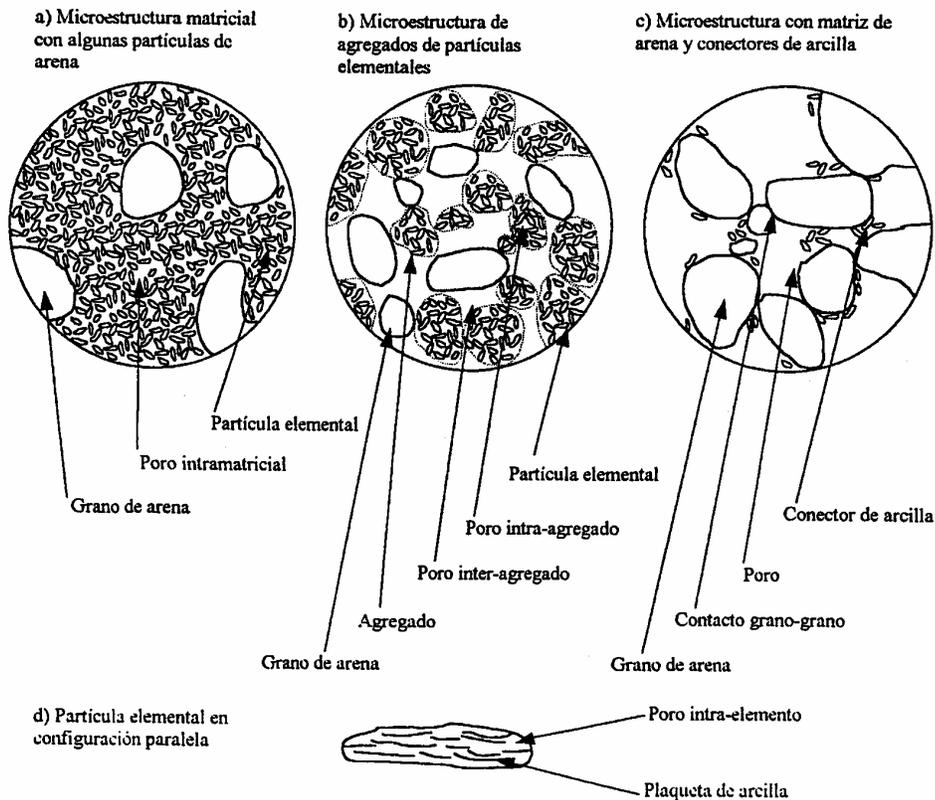


Figura 2.3 Estructura del suelo (Alonso *et al.*, 1987).

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 mayores de compactación, los macroporos disminuyen de tamaño, pero no sucede igual con los microporos.

### **2.2.5 Efectos microestructurales en suelos no saturados**

Las diferentes sollicitaciones a las que se ve sometido un suelo así como la naturaleza y propiedades de sus fases componentes tendrán su reflejo en el estado de esfuerzo a escala microestructurales. De forma simplificada se pueden considerar las siguientes fuerzas en dicho estado de esfuerzos:

- *Fase sólida*: transmisión de fuerzas a través de las partículas, fuerzas normales y tangentes en los contactos entre ellas y fuerzas de atracción y repulsión eléctricas.
- *Fases líquida y gaseosa*: presiones de agua ( $u_w$ ) y de aire ( $u_a$ ) en cada punto.
- *Interacción entre las fases*: fenómenos de superficie.

Las fuerzas de atracción y repulsión eléctrica que se producen entre partículas, debidas tanto a las cargas netas que éstas poseen como a su distribución en ellas, pueden ser originadas por uno o varios factores, como son, entre otros, la sustitución isomorfa dentro de la red cristalina, que es la más importante, la ausencia en ella de cationes o la adsorción de aniones. El efecto de esta carga eléctrica en el comportamiento del suelo estará directamente relacionado con la superficie específica de las partículas. Por esta razón, la importancia relativa de las fuerzas de masa debidas a su peso y las fuerzas eléctricas, dependerán fundamentalmente de dicho parámetro.

En el caso de los limos y arenas las fuerzas eléctricas perderán su papel predominante y la interacción entre las partículas se realizará básicamente a través de los contactos, mientras que en arcillas serán las fuerzas eléctricas las que determinarán su comportamiento. En este último caso, en arcillas con estructura floculada, muy preconsolidadas, desecadas o cementadas, se puede hablar de la existencia de contactos entre partículas, sin embargo en arcillas muy plásticas remoldeadas o compactadas por el lado húmedo del óptimo, el área de contacto entre partículas puede ser incluso nulo (Lambe, 1960).

#### **2.2.5.1 Fenómenos de superficie**

El estado de esfuerzos producido en las zonas de contacto entre fases diferentes será debido a la acción de las fuerzas de atracción y repulsión intermoleculares de origen eléctrico y gravitatorio. Estas últimas, sin embargo, son prácticamente despreciables en este sentido. En estas zonas de contacto se combinarán las fuerzas de cohesión propias de cada fase y las fuerzas de adhesión entre moléculas de fases diferentes. En el caso de un suelo no saturado esto ocurrirá en las interfases agua-partículas, aire-partículas, aire-agua y aire-agua-partículas. Estas dos últimas son las que tienen mayor importancia y son tratadas más ampliamente a continuación.

Las moléculas de agua se ven sometidas, en el interior del fluido, a fuerzas de atracción de todas las que les rodean, quedando estas fuerzas en equilibrio. Al acercarnos a la interfase con el aire las fuerzas de adhesión con las moléculas de éste son menores que la cohesión propia del agua, por lo que las moléculas se ven sometidas a una componente neta tendente a introducirlas en el fluido, es decir, están en un estado energético superior. Este fenómeno provoca que el agua tienda a tener el mínimo número posible de moléculas en la interfase, para llegar a su estado de energía mínima, por lo que aparecen fuerzas en las capas cercanas al aire que produce el esfuerzo superficial.

Esta superficie de contacto tenderá a tener la mínima área posible y será, en cada punto, perpendicular a la fuerza resultante a la que se ven sometidas las partículas. El equilibrio de un elemento diferencial de interfase nos relacionará las presiones de aire ( $u_a$ ) y de agua ( $u_w$ ), el esfuerzo superficial, ( $\sigma_s$ ), y los radios de curvatura principales,  $r_1$  y  $r_2$ , de la superficie de contacto, de acuerdo con la ecuación de Laplace (Fig. 2.4):

$$u_a - u_w = \sigma_s \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)$$

Debido a su origen, el esfuerzo superficial dependerá fundamentalmente de la naturaleza de las sustancias en contacto, y de la temperatura, que influyen en las fuerzas intermoleculares generadas. Así, en el caso aire-agua, el esfuerzo superficial vale aproximadamente 0.074 N/m a 15 °C y disminuye con la temperatura del orden del 0.19 % /°C (Custodio y Llamas, 1976).

En las zonas de contacto entre las partículas sólidas, el agua y el aire, se combinarán las fuerzas intermoleculares producidas por las tres fases, creando los correspondientes esfuerzos superficiales. La superficie de contacto aire-agua se colocará en esa zona perpendicularmente a la fuerza resultante de las acciones intermoleculares citadas, creando los meniscos. De la misma forma anteriormente indicada, el ángulo entre las fuerzas resultantes y la normal a la superficie de las partículas, o ángulo de contacto, dependerá de la naturaleza de las tres sustancias consideradas y de la temperatura. En caso partículas sólidas-aire-agua este ángulo es muy pequeño, prácticamente nulo con superficies sólidas muy lisas (menisco cóncavo hacia el gas mojándose las partículas) contrariamente a lo que ocurre, por ejemplo, si en vez de agua hay mercurio, en cuyo caso las fuertes fuerzas cohesivas de este líquido producen meniscos convexos hacia el gas no mojándose las partículas.

El ángulo de contacto, si bien es constante en situación estática para tres sustancias dadas y cada temperatura, varía en condiciones dinámicas. En el caso partículas sólidas–agua–aire aumenta cuando el agua se mueve mojando a las partículas sólidas, y disminuye en caso contrario, lo cual causa la aparición de fenómenos de histéresis cuando el suelo es sometido a ciclos secado–humedecimiento.

Este estado de esfuerzo adicional interno al suelo producido por el esfuerzo superficial en los contactos partículas–aire–agua incrementará las fuerzas interpartículas, en general, sin dirección preferente (presión intergranular isótropa). Sin embargo, dependiendo de las características de las partículas o de su disposición, estas presiones intergranulares pueden llegar a ser anisótropas, como ocurre, por ejemplo, en estructuras dispersas arcillosas, de acuerdo con el modelo de Lambe (1958), en las que la acción del esfuerzo superficial puede tener una componente total neta en una dirección determinada (Marsal, 1979).

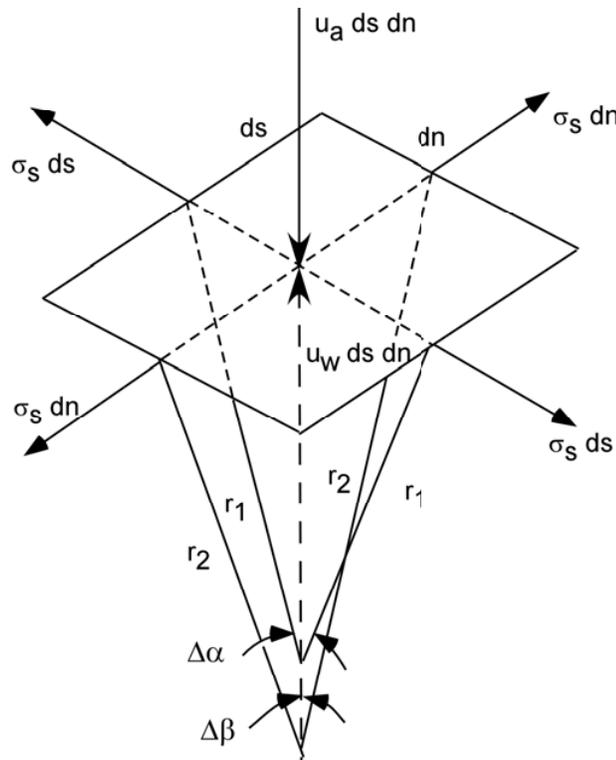


Figura 2.4 Equilibrio de un elemento diferencial de interfase aire–agua.

La acción intergranular resultante se obtendrá de la integración de todos estos esfuerzos a lo largo de su zona de contacto con las partículas. Aitchison y Donald (1956) o Sridharan (1968), citado por Wood (1979), entre otros, deducen teóricamente a partir de suelos formados por esferas o a partir de suelos naturales estimando la superficie de las partículas, el espesor de agua adsorbida, la distribución de tamaños de poros, etc., que esta acción intergranular presenta un máximo al variar el grado de saturación, dependiendo de la granulometría del suelo y de su índice de poros. Esto puede ser debido al efecto combinado de la magnitud de los esfuerzos generales y la superficie sobre la que se aplican.

### **2.2.5.2 *Succión***

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 esfuerzo que tiene en cuenta aquellos efectos de superficie capaces de retener agua dentro de la estructura del un suelo. Sin su participación resulta imposible definir el estado de esfuerzo y entender la respuesta deformacional de un suelo parcialmente saturado. Para Blight (1965), el efecto de la succión en un suelo no saturado es equivalente al de una presión exterior aplicada. Esta succión se puede considerar compuesta por dos sumandos:

$$\Psi = s_m + s_o$$

El primero de ellos,  $s_m$ , o succión matricial, es la presión negativa de agua intersticial, esta succión está directamente relacionada con el estado de esfuerzo derivado de los fenómenos de superficie y gravitatorios. En cuanto a  $s_o$ , o succión osmótica, es la presión negativa de agua pura a la que habría que someter a una masa de agua con la misma composición que la intersticial, para estar en equilibrio a través de una membrana semipermeable. Esta succión estará relacionada con la presión osmótica derivada de la composición del agua. De acuerdo con Review (1965), mencionado por Josa (1988), define asimismo los diferentes componentes del potencial del agua en el suelo, considerando cuatro sumandos, osmótico, gravitacional, matricial y de presión de aire.

La succión estará, en consecuencia, en directa relación con lo que se podría denominar mayor o menor tendencia del suelo a absorber agua. Para un mismo índice de poros y en procesos monótonos, cuanto

mayor o menor sea la humedad o el grado de saturación, menor o mayor será la succión. En laboratorio se podrá obtener esta curva mediante ensayos con succión controlada. La posible variación del índice de poros durante el ensayo podrá, sin embargo, distorsionar el resultado. Así, por ejemplo, Croney y Coleman (1961) obtienen estas curvas para el caso de un arcilla (Fig. 2.5) e indican que este resultado depende de la granulometría y la naturaleza de las partículas, de su densidad (índice de poros) y de su compresibilidad (posibles variaciones del índice de poros durante el ensayo). De hecho, en suelos compresibles es posible la variación de la succión sin variación de la humedad (Aitchison, 1956, citado por Wood, 1979).

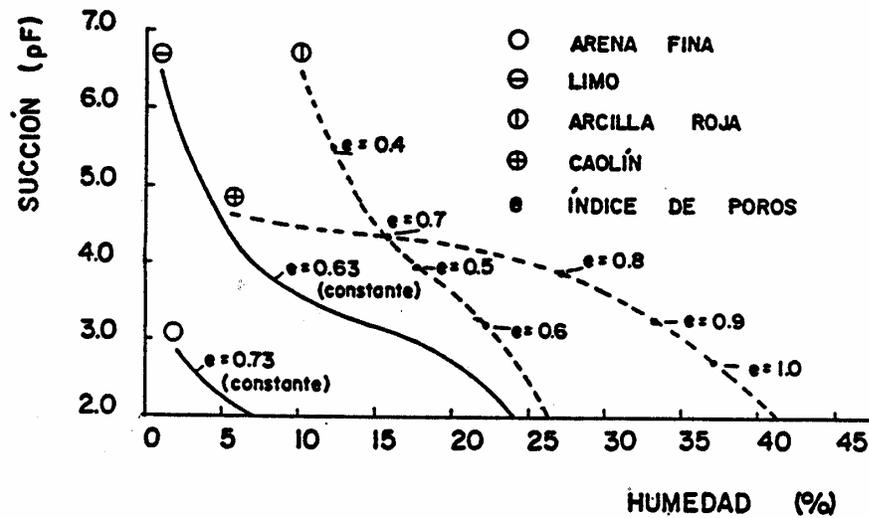


Figura 2.5 Curvas succión–humedad de suelos compresibles e incompresibles (Aitchison, 1956).

La figura 2.6, muestra las curvas succión–humedad para una arcilla de baja plasticidad de la ciudad de Barcelona, a porosidad constante. Wood (1979) indica que la forma de estas curvas está directamente relacionada con su granulometría.

En suelos muy uniformes la variación de la humedad es grande para variaciones relativamente pequeñas de succión, mientras que suelos bien graduados muestran una variación más gradual de la humedad con la succión.

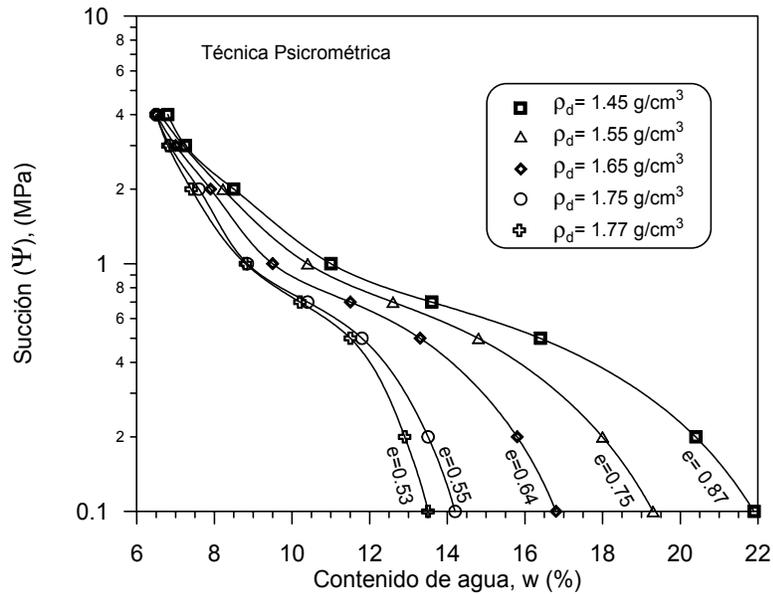


Figura 2.6 Relación entre la succión total y contenido de agua, para diferentes densidades secas a porosidad constante (Técnica Psicrométrica) (Barrera, 2002).

Esta relación se pierde en procesos no monótonos (secado y humedecimiento) debido a los fenómenos de histéresis que aparecen en este caso. La figura 2.7 procedente de Poulouvassilis (1962) muestra las diferentes curvas obtenidas al cambiar el sentido monótono de variación de la humedad.

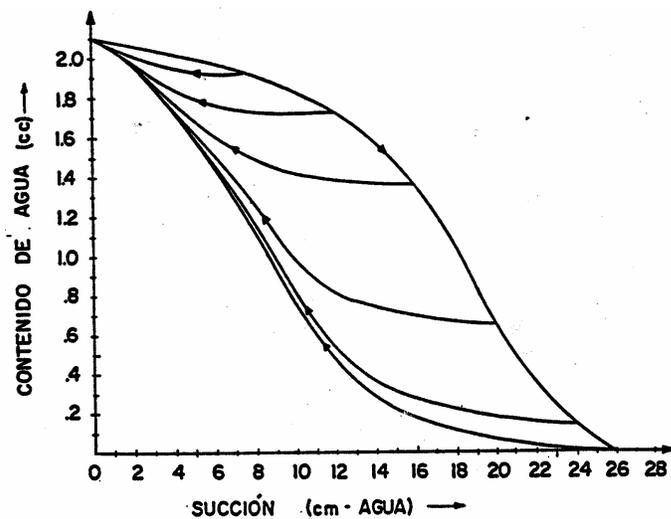


Figura 2.7 Histéresis en las curvas succión–humedad (Poulouvassilis, 1962).

Diversos autores han estudiado experimentalmente el efecto que tiene cada una de las componentes de la succión (osmótica y matricial) sobre el comportamiento del suelo. Si bien es reconocida la influencia de la succión matricial sobre la respuesta deformacional y resistente del suelo, no existe evidencia clara sobre el efecto de la succión osmótica.

Ensayos referenciados en que se distinguen ambos componentes utilizando, por ejemplo, placas de succión, técnicas psicrométricas, etc. dan en ocasiones resultados contradictorios. Así, mientras Blight (1983) indica que la succión osmótica no contribuye significativamente a la resistencia al corte, Yong y Warketin (1965) concluyen que en determinadas circunstancias dicha resistencia disminuye al aumentar esta componente de la succión.

Fredlund (1979), Edil y Motan (1984) o Alonso *et al.* (1987) consideran suficiente a la succión matricial para describir el comportamiento del suelo. Otros autores, sin embargo, como Jiménez Salas *et al.* (1973), Reginatto y Ferrero (1973), Morgenstern y Balasubramanian (1980), Pile (1984) o Richards *et al.* (1984) observan variaciones de volumen al variar la succión osmótica. La posible influencia de esta componente, en consecuencia, no es totalmente conocida. Existen factores que dificultan la resolución de este problema y que son descritos por algunos autores citados. La fiabilidad en la obtención de cada una de las componentes, o la dificultad en diferenciar el efecto de la succión osmótica del correspondiente a los cambios de humedad inducidos por gradientes de concentración de solutos son dos ejemplos en este sentido. De acuerdo con Fredlund (1979) o Alonso *et al.* (1987) el valor de  $(u_a - u_w)$  puede ser asimilado al de la succión matricial.

### **2.2.5.3 Influencia de la succión sobre la deformación del suelo**

El efecto de la succión matricial sobre la respuesta esfuerzo y deformación de un suelo es reconocido por numerosos autores. Según Jiménez Salas (1958), los suelos arcillosos compresibles experimentan cambios en su índice de vacíos como consecuencia de los cambios en la succión.

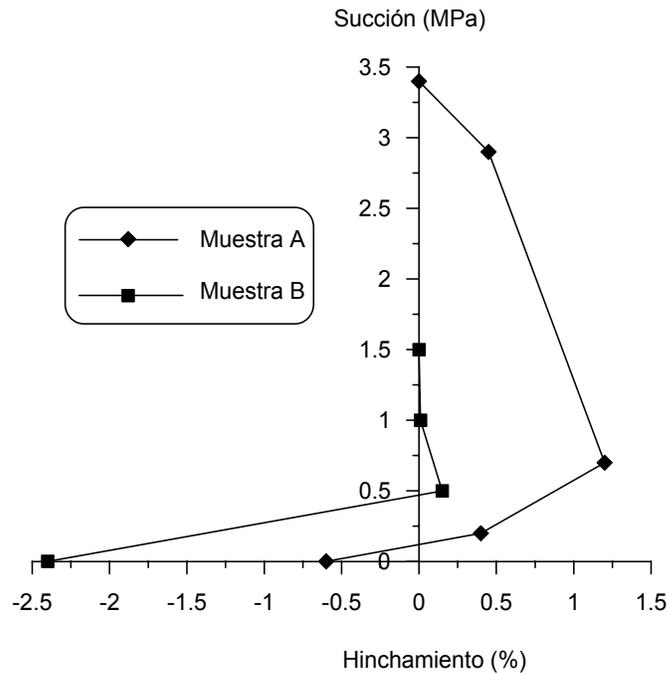


Figura 2.8a Expansión y colapso durante el humedecimiento de dos muestras compactadas (Escario y Sáez, 1973).

Alonso *et al.* (1987), analizando el comportamiento en deformación del suelo no saturado con relación a cambio de succión. Según los autores, un aumento de la succión contribuye a un incremento de la rigidez y del grado de sobreconsolidación del suelo ya que actúa en las uniones entre partículas incrementando las fuerzas que las mantienen unidas. Estos aspectos han sido observados por Dudley (1970) en caso de suelos colapsables y Aitchison y Woodburn (1969) en caso de arcillas expansivas. Por otro lado, un aumento de la succión puede producir deformaciones permanentes (irrecuperables) en suelos arcillosos, según Yong *et al.* (1971). Los ensayos con suelos de Caolín realizados por Josa (1988) revelan estas tendencias. Resultados similares fueron también obtenidos por Richards (1984). Escario y Sáez (1973) muestran resultados de fenómenos sucesivos de expansión y colapso de una arcilla compactada en procesos de reducción de la succión (Fig. 2.8a).

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

En la Fig. 2.9 (Gens & 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 la 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. 2.9, la humedad relativa ( $h_r = u_v/u_{v0}$ ) se controla mediante disoluciones acuosas, utilizando solutos no volátiles (disoluciones salinas) o volátiles (disoluciones de ácidos) (ver Fig. 2.8b). 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  $u_{ácido}/u_v > 1 \times 10^{-7}$ , 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:  $u_v/u_{v0} = A \exp(B/T)$ .



Figura 2.8b Transferencia de vapor asociada a la succión total con disoluciones salinas o ácidas. Probetas bajo atmósfera y humedad relativa impuesta por el procedimiento básico de difusión.

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. 2.9 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. 2.9, 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. 2.9, 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.

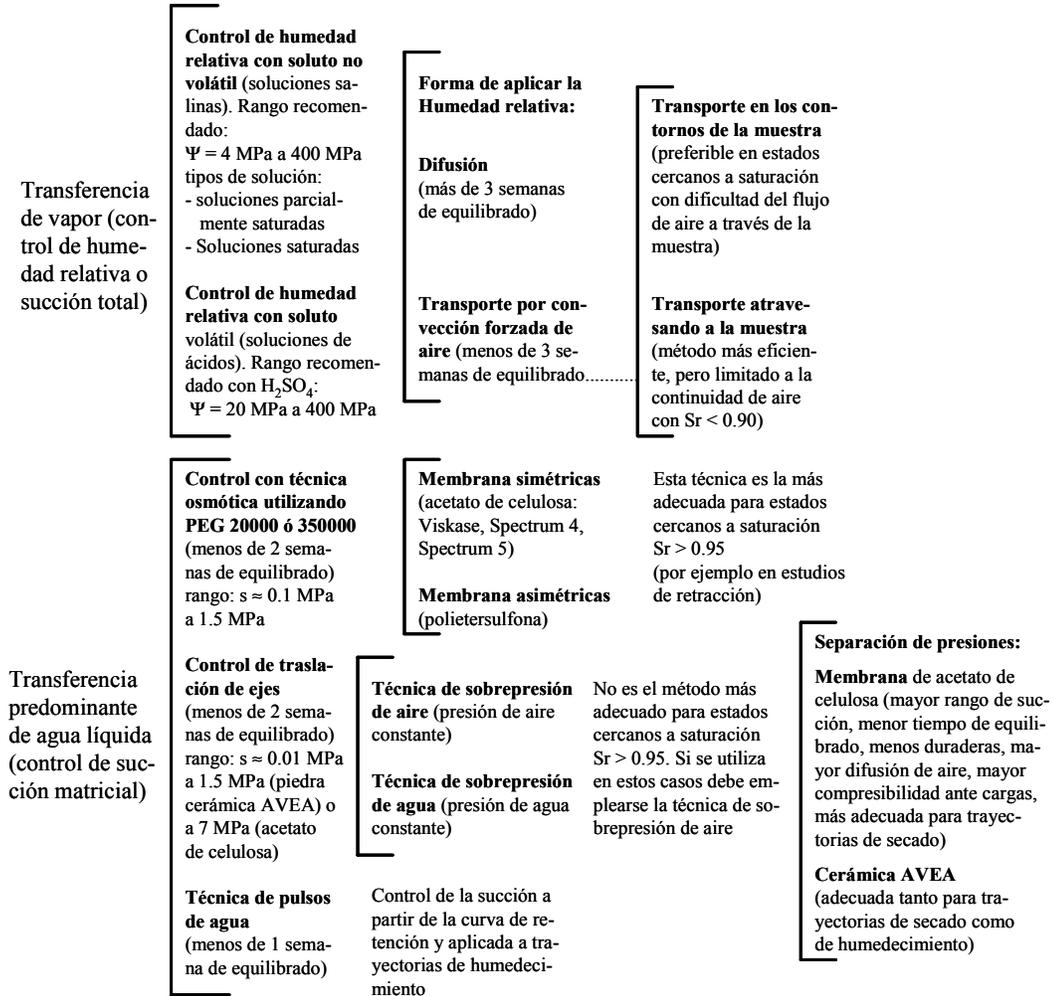


Figura 2.9 Técnicas experimentales de aplicación de succión. Rangos típicos de succión aplicada. Tiempos de equilibrado aproximados para suelos arcillosos con una distancia de drenaje de 10 mm (Gens y Romero, 2000).

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 un esfuerzo 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. 2.9). 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):

$$\frac{dV_d}{dt} = \frac{nADh(u_a - u_w)}{(u_w + u_{am})t_c} \quad (2.1)$$

Donde  $n$ ,  $A$  y  $t_c$  representan la porosidad, el área en contacto con el suelo y el espesor de los elementos separadores respectivamente.  $h$  es el coeficiente volumétrico de la solubilidad de aire disuelto en agua ( $h = 0.018$  a  $22^\circ\text{C}$ ),  $D$  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  $1 \times 10^{-10}$   $\text{m}^2/\text{s}$  a  $22^\circ\text{C}$  (Romero, 1999). De la ecuación (2.1) 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. 2.10a 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. En la Fig. 2.10b se muestra una foto de una célula edométrica con control de succión total ( $\Psi$ )(humedad relativa) y succión matricial ( $u_a-u_w$ ) (traslación de ejes) (Barrea, 2002).

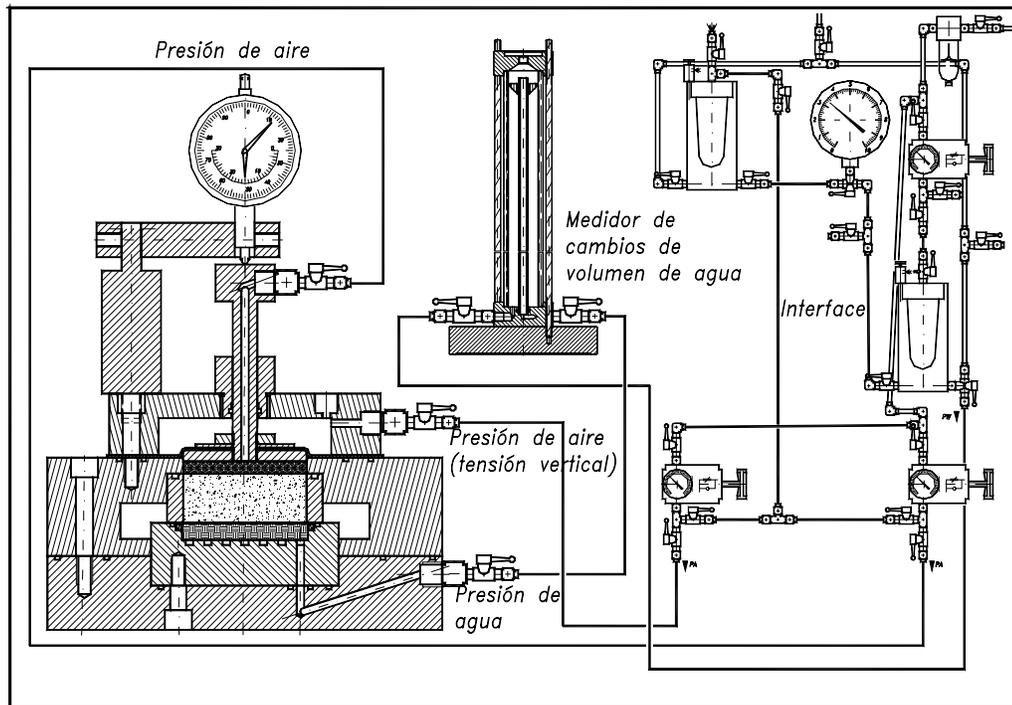


Figura 2.10a Edómetro con control de succión (Lloret, 1982). Célula edométrica, medidor de cambio de agua y sistema de presión, no están a la misma escala.

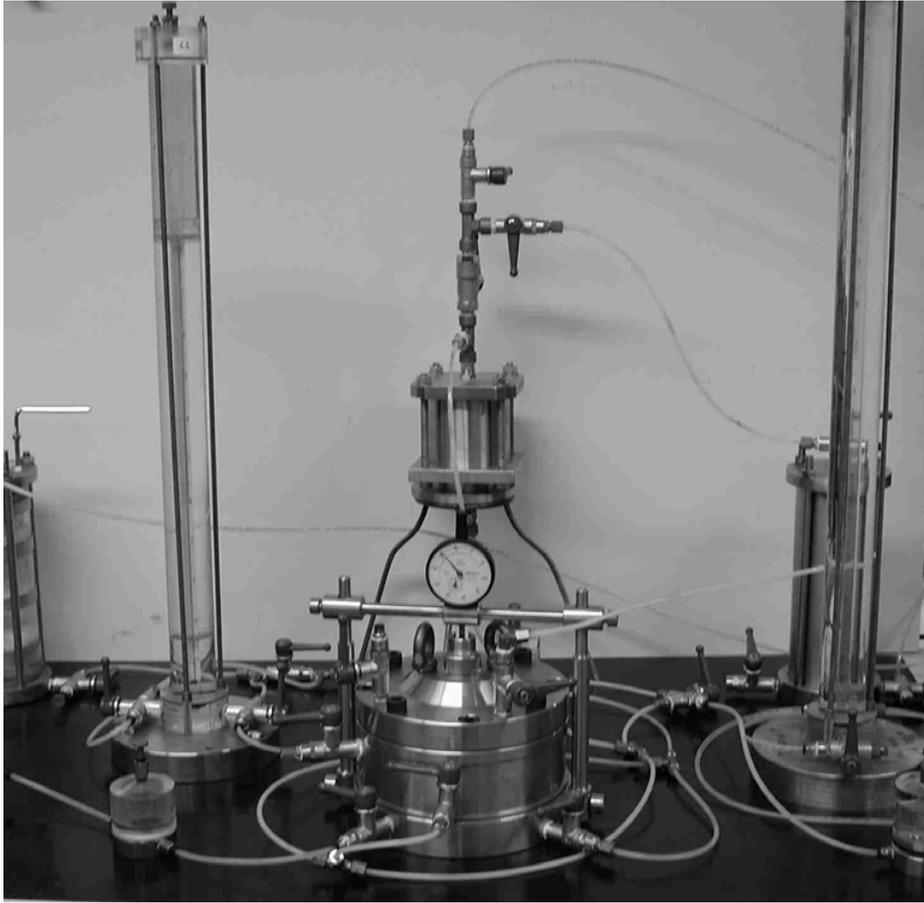


Figura 2.10b Célula edométrica con control de succión total ( $\Psi$ ) (humedad relativa) y succión matricial ( $u_a - u_w$ ) (traslación de ejes) (Barrera, 2002).

Otro de los métodos de transferencia líquida indicados en la (Fig. 2.9) 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).

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

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. 2.11 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.

Finalmente, dentro de los sistemas de transferencia líquida indicados en la Fig. 2.9, 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).

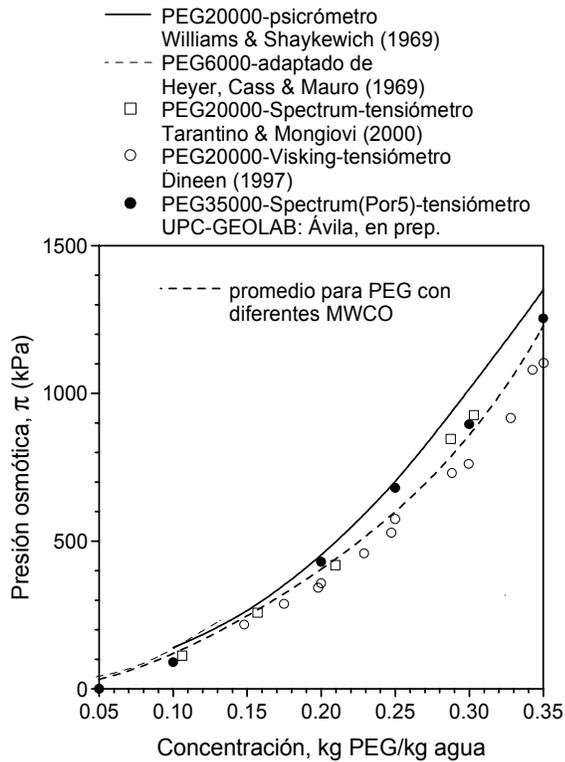


Figura 2.11 Calibración de la presión osmótica de soluciones de PEG con diferentes masas moleculares (Gens y Romero, 2000).

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”.

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

## 2.3 Colapso y expansión

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

Tanto el colapso como la expansión pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento volumétrico del suelo sin modificación del estado de esfuerzo exterior, al variar, por ejemplo, las condiciones ambientales (cambios en la humedad, en la concentración de electrolitos, etc.) (Aitchison, 1973).

### 2.3.1 Fenómeno de colapso

#### 2.3.1.1 Introducción

Aunque en un sentido general se puede denominar colapso a cualquier proceso de aumento de la deformación volumétrica, este término se utiliza aquí expresamente para la reducción de volumen irreparable producido por el aumento del grado de saturación del suelo manteniendo constante el estado de esfuerzo exterior. Esta definición diferencia claramente al colapso de las deformaciones producidas, por ejemplo, al incrementar dichos esfuerzos exteriores, y específicamente de la consolidación. Respecto a esta última cabe decir, además, que mientras en ella se producen flujos de expulsión de agua, y en su caso aire, en el colapso existe en muchos casos absorción de agua. A veces a este mismo fenómeno se le denomina con otros términos como subsidencia, hidrocompactación o hidroconsolidación. Como ejemplo significativo de la magnitud que puede llegar a tener el colapso se puede citar el caso de los asentamientos de hasta 4.5 m medidos en canales de riego en el valle de San Joaquín de California (Bull, 1964) citado por Dudley (1970).

Como se ha mencionado en párrafos anteriores, 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. El concepto de “metaestable” consiste en considerar a un suelo estable con respecto a pequeños disturbios, pero capaz de reaccionar violentamente si la molestia es considerable
- 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 expansión 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 la expansión que se produce al relajar los esfuerzos netos entre partículas y por otro el colapso que ocurre al fallar las uniones entre grandes partículas. La deformación que se atribuye a la expansión 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. 2.12), que separa la zona de expansiones probables, de la zona de colapsos probables.

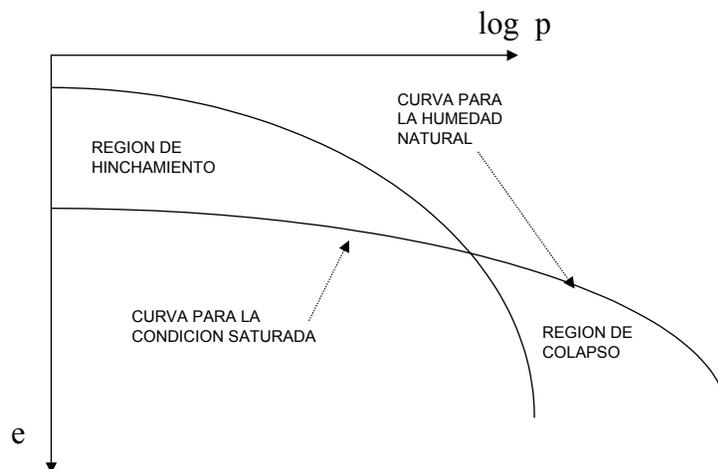


Figura 2.12 Expansión y colapso para un mismo suelo (Jennings y Kenight, 1975).

### 2.3.1.2 Mecanismo de colapso

El colapso se produce cuando el suelo, que es estable frente a las cargas exteriores que soporta debido a la existencia de enlaces suficientemente fuertes entre sus partículas, pierde la acción de estos enlaces al aumentar el grado de saturación. El origen de estos enlaces temporales puede ser diverso. Se pueden destacar los siguientes:

- *Enlaces de tipo capilar.* El estado de esfuerzo provocado por los fenómenos de superficie en las interfaces entre el aire, el agua y las partículas sólidas, incrementa los esfuerzos interpartículas, rigidizando la estructura del suelo y haciéndola más resistente. Este fenómeno es especialmente claro en el caso de arenas, limos, o arenas con algunos enlaces de limos en los que las acciones capilares se producen entre partículas en los contactos arena–arena, limo–limo o arena–limo. No ocurre así en el caso de arcillas en las que por su tamaño, forma y propiedades específicas (acciones de superficie) es poco clara la formación de meniscos y la acción de las fuerzas capilares, a no ser que su comportamiento pueda ser asimilado a agrupaciones que formen partículas mayores. El aumento del grado de saturación, por ejemplo, al aumentar la humedad o al reducir el índice de poros sin drenaje (proceso de corte rápido) hace que se pierdan estos enlaces pudiendo provocar un colapso si las fuerzas exteriores son suficientemente grandes.
- *Enlaces por puentes de partículas arcillosas.* En el caso de arena y limos, la existencia de partículas arcillosas en estado desecado en los contactos puede contribuir a la estabilidad de la estructura del suelo. Estas partículas arcillosas pueden estar presentes desde la formación del suelo, haber sido transportadas o ser autogénicas, siendo producidas en este último caso, por ejemplo, por la reacción entre el agua intersticial o procedente de la lluvia, y feldespatos existentes en el suelo. La disposición de las partículas de arcilla autogénicas puede ser paralela, cara contra cara, alrededor de las partículas de arena o limo, aunque esta ordenación depende de la estructura cristalina original de las partículas. Sin embargo en general el ordenamiento es floculado, tal como indica Knight (1962) citado por Dudley (1970). En el caso de ordenamientos paralelos, posibles humedecimientos sin lavado de las partículas arcillosas pueden llevar también a estructuras floculadas debido a que en el proceso de secado la concentración creciente de iones disueltos provocan este ordenamiento. En realidad la estructura final de las arcillas depende de muy diversos factores como son el propio origen de las partículas, concentración de sales, el índice de poros dentro de la estructura de la arcilla, o la temperatura.

Estos puentes de arcilla que pueden aportar una resistencia adicional al suelo pueden perderse al humedecerse o ser lavados si aumenta el grado de saturación, produciéndose el colapso. Si las partículas arcillosas están aglomeradas su comportamiento puede asimilarse al de estos aglomerados adquiriendo entonces en ellos mayor importancia las fuerzas capilares.

- *Enlaces por cementación.* Pueden existir entre las partículas agentes cementantes, en general de origen calcáreo, o soldaduras, que rigidicen y hagan más resistente al suelo. El proceso de cementación puede consistir, por ejemplo, en la precipitación en los huecos del esqueleto arenoso de sales disueltas en el agua de escorrentías procedente de regiones calcáreas. Si estos suelos se ven sometidos a una inundación o lavado continuo, las sales precipitadas pueden disolverse, perdiéndose los enlaces. La efectividad en la disolución de estos agentes cementantes dependerá de la propia naturaleza de estos últimos y de las sales o contaminantes que pueda contener el agua. Como es lógico, la pérdida de este tipo de enlaces es, en general, más lenta que la de puentes de arcilla o la producida por capilaridad.

Pueden existir otros factores que afecten al proceso de colapso, como la posible rotura de partículas al perder resistencia por humedecimiento (Delgado, 1986). También es importante considerar la naturaleza del agua que humedece al suelo, debido a que la existencia de sales o contaminantes, como ha sido ya indicado, pueden modificar el colapso. Así, Jiménez Salas *et al.* (1973) encuentran que en suelos que no contienen sales solubles el asiento se produce de una sola vez al inundarlos mientras que si contienen sales solubles, cada vez que se añade agua puede producirse un colapso adicional. Reginatto y Ferrero (1973) muestran los efectos que los cambios en solutos y en sus concentraciones producen en el colapso, utilizando agua potable, agua residual doméstica y agua con pH ácido, para intentar reproducir casos reales (rotura de conducciones, agua de lluvia, etc.). El efecto fundamental se produce en estos casos sobre posibles cementaciones, que son afectadas con mayor o menor intensidad dependiendo de las características químicas del agua, o sobre los puentes de arcilla en los que la concentración de iones puede ser importante en su comportamiento.

En todos los mecanismos indicados producen en realidad el mismo efecto microestructural, en donde 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 esfuerzos. 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 de esfuerzos 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. 2.13).

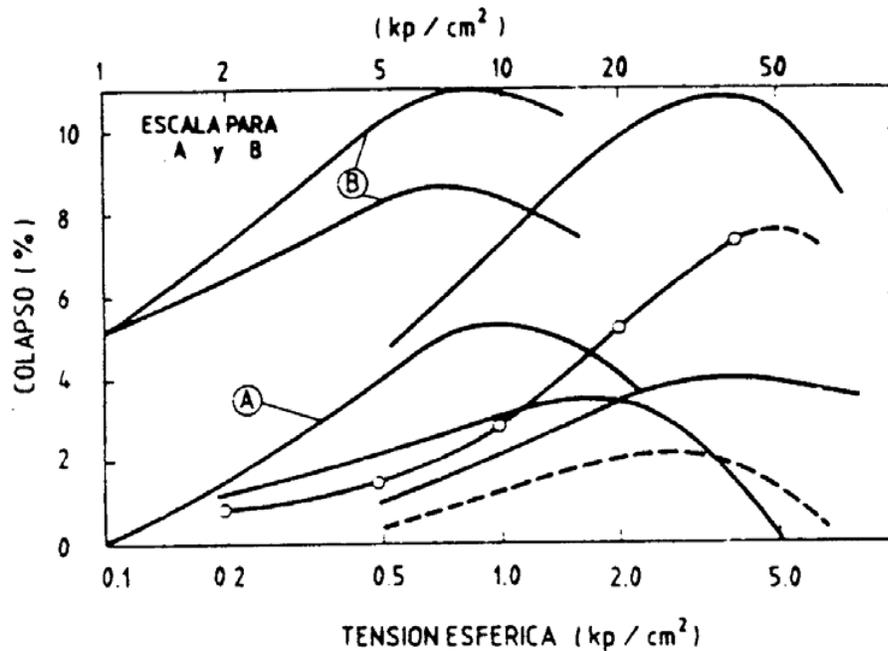


Figura 2.13 Máximo colapso según Yudhbir (1982).

### 2.3.1.3 Proceso de colapso

Barden *et al.* (1969) indican tres factores básicos que controlan el mecanismo de colapso:

- La existencia de una estructura potencialmente inestable, como la de tipo floculado asociada con suelos compactados por el lado seco, o como los loess.
- La acción de esfuerzos exteriores suficientemente grandes
- La presencia de enlaces entre las partículas que aumenten la rigidez del suelo y que puedan ser perdidos al aumentar el grado de saturación.

Una estructura muy abierta soportando una carga exterior grande sin deformación y en estado no saturado indica la alta probabilidad de que su estabilidad sea debida a enlaces, que pueden ser temporales, del tipo señalado en el apartado anterior. Un aumento del grado de saturación puede conllevar la pérdida de estos enlaces y de la rigidez por ellos provocadas, produciéndose el colapso.

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

Abelev (1975), confirma que el colapso de un suelo tan sólo ocurre una vez para un esfuerzo exterior y un grado de saturación máximos dados, de acuerdo con los mecanismos expuestos. Tras el proceso de colapso el suelo llega a una estructura estable que no dará origen a colapsos adicionales a no ser que la combinación de los esfuerzos exteriores y del grado de saturación sitúe de nuevo al suelo en estado de inestabilidad.

Dudley (1970) señala la existencia de una humedad, para cada suelo, en la que el colapso producido al aumentar el grado de saturación es máximo. Este fenómeno puede estar relacionado con el máximo que describe Aitchison y Donald (1956) para la fuerza intergranular al variar la humedad. Aún cuando se observa que la magnitud del colapso se incrementa con la carga exterior aplicada si ésta no es muy elevada, se constata asimismo que este incremento tiene un límite, alcanzando el colapso máximo para una determinada carga, en general alta, y disminuyendo posteriormente (por ejemplo Vargas, 1973; Maswoswe, 1985; Delgado, 1986). Este comportamiento está justificado por cuanto la reducción del índice de poros de un suelo al someterlo a una presión exterior elevada puede ser considerable, aún existiendo enlaces interpartículas que rigidicen la estructura, disminuyendo el colapso potencial.

El valor de la presión a la que se produce este máximo varía notablemente con el tipo de suelo considerado. La Fig. 2.13 muestra un ejemplo, procedente de Yudhbir (1982), en el que se observa este fenómeno en varios suelos residuales. Resultados análogos, aunque en rangos de presión diferentes, obtiene, por ejemplo, Booth (1975).

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

Un análisis rápido y sencillo de las características de textura pueden ser determinadas por medio de un estudio de microscopía electrónica ambiental (ESEM), debido a que no es necesario ningún tratamiento previo de secado en las muestras. Las características como tamaño medio de las partículas, distribución, morfología, homogeneidad de su textura, cantidad aproximada y distribución de la porosidad, pueden evaluarse cualitativamente en un tiempo corto.

En Barrera (2002) se presenta un programa de ensayos ESEM realizados llevado a cabo en un equipo Electroscan 2020 (Fig. 2.14), que permite tomar imágenes con electrones secundarios a presiones de hasta 50 torr con portamuestras de enfriamiento termoeléctrico (Peltier). Este equipo permite trabajar a temperaturas de  $\pm 20$  °C en relación con la temperatura ambiente y observar muestras húmedas.

El programa de ensayos consistió en analizar tres estructuras diferentes de una arcilla de baja plasticidad, las cuales fueron obtenidas bajo un proceso de compactación isotrópica y de ensayos de colapso (ver Tabla 2.3). En las figuras (Fig. 2.15a, b) se muestra la estructura de la muestra A, obtenida de un proceso de compactación estática en condiciones isotrópicas. En la Fig. 2.15c se presenta la estructura de la muestra B obtenida al final de un ensayo de colapso bajo inundación a carga constante. Finalmente la muestra C (Fig. 2.15d), que presenta unas condiciones iniciales similares a la muestra B, se obtuvo tras un ensayo de colapso.

Tabla 2.3 Condiciones iniciales de las muestras observadas en ESEM.

Muestra	$\rho_0$ g/cm <sup>3</sup>	w %	Trayectoria de esfuerzos realizada
A	1.65	11	compactada en condiciones isótropas
B	1.53	8	colapsada bajo inundación a carga constante
C	1.53	8	colapsada bajo un proceso de disminución de la succión matricial hasta la saturación de la muestra



Figura 2.14 Microscopio electrónico de barrido ambiental Electroscan 2020 (ESEM) (Barrera, 2002).

Las muestras B y C, que se alcanzan por deformación de colapso utilizando dos vías diferentes de hidratación, presentan una estructura similar, observándose partículas de limo cubiertas por agregados de arcilla. En el caso de la muestra compactada en condiciones isótropas ( $\rho_d=1.65 \text{ g/cm}^3$ ), la partícula de limo central representa un área de alrededor  $37 \mu\text{m} \times 80 \mu\text{m}$  (Fig. 2.15a,b). Por otro lado, el agregado de partículas arcillosas que se muestra en la Fig. 2.15b presenta unas dimensiones típicas menores de  $15 \mu\text{m}$ .

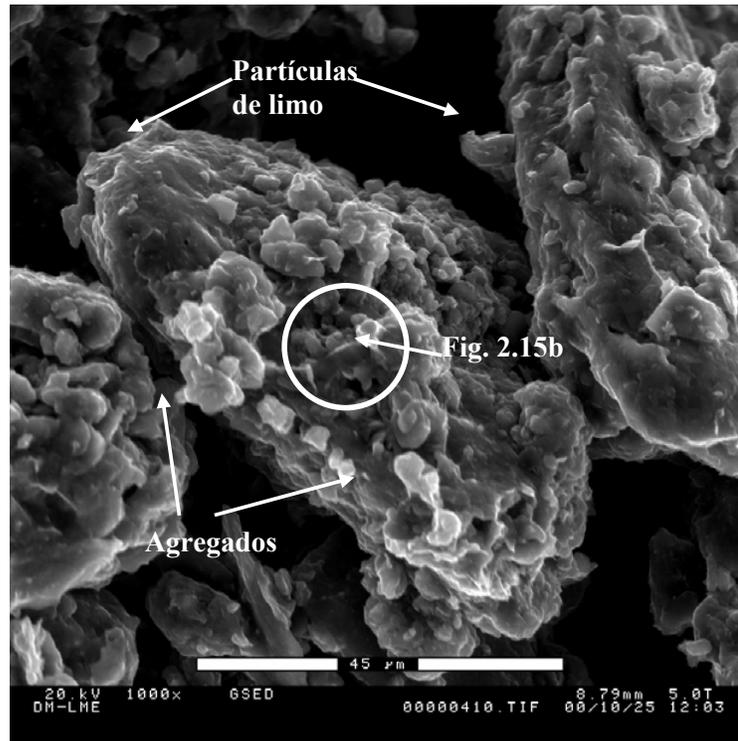


Figura 2.15a Suelo compactado en condiciones isotropas ( $\rho_d=1.65\text{g/cm}^3$ ,  $w_0=11\%$ ), aumento x1000.

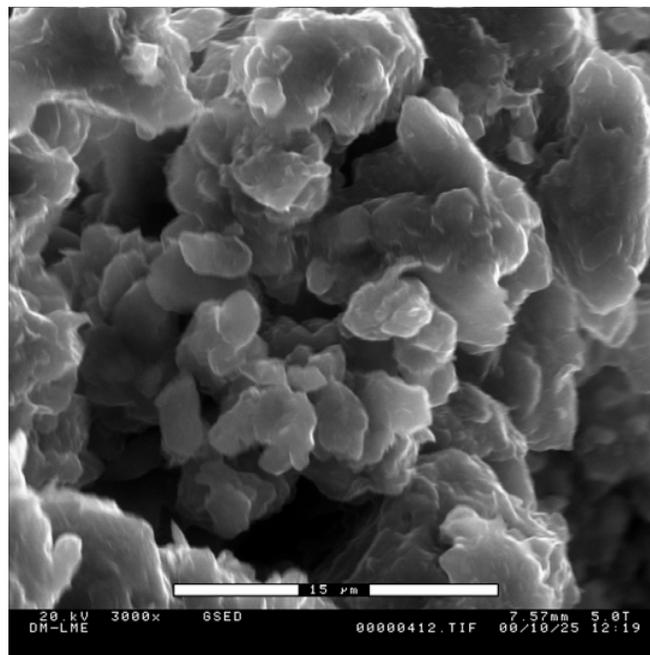


Figura 2.15b Aumento de la Fig. 2.15a x 3000, agregados de partículas.

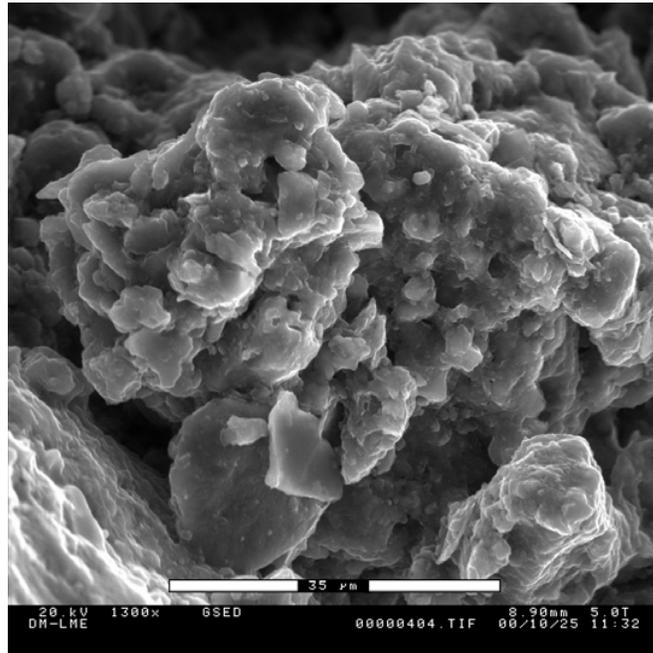


Figura 2.15c Estructura del suelo colapsado bajo inundación ( $\rho_d=1.53 \text{ g/cm}^3$ ,  $w=8.0 \%$ ).

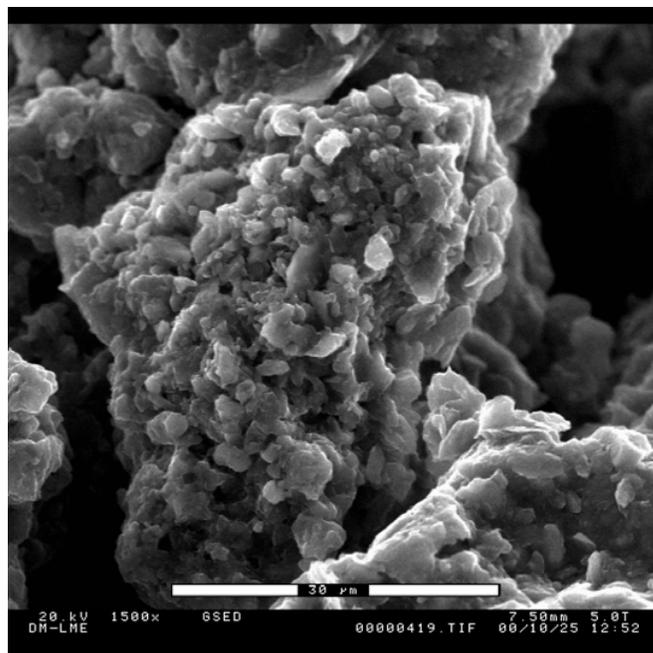


Figura 2.15d Estructura de suelo colapsado bajo el proceso de hidratación por etapas ( $\rho_d=1.53 \text{ g/cm}^3$ ,  $w=8.0 \%$ ).

## 2.3.2 Fenómeno de expansión

### 2.3.2.1 Introducción

Determinados suelos (suelos expansivos) sufren fenómenos de hinchamiento de magnitudes considerables al aumentar su humedad. Aunque en general expansión se refiere expresamente a un aumento de volumen provocado en el proceso de humedecimiento manteniendo constante el estado de esfuerzo exterior.

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

Los fenómenos de expansión pueden ir acompañados de procesos de retracción si se producen variaciones climatológicas o locales que desequen el terreno disminuyendo su volumen. Estas variaciones climáticas o locales pueden provocar alternancias humedecimiento–cesado con las consecuentes variaciones volumétricas asociadas.

De acuerdo con Lambe y Whitman (1959) se considera que el potencial de expansión de los minerales arcillosos expansivos depende de la estructura de los cristales, de la estructura del grupo de cristales y de la capacidad de intercambio catiónico (Tabla 2.4). El mecanismo físico químico de la expansión ha sido estudiado profundamente y en los Proceedings de las Conferencias Internacionales sobre Suelos Expansivos se puede encontrar abundante información. Según Chen (1975), la expansión de las arcillas está relacionada con el mineral arcilloso que las constituye, la capacidad de cambio de cationes, estructura del suelo, porcentaje de arcilla en el suelo, actividad e índice de Atterberg de las arcillas. Brackley (1975) afirma que parte de la expansión puede explicarse como una disminución de los esfuerzos intergranular debido a una disminución en la succión, lo que provoca una expansión elástica de la estructura del suelo.

Tabla 2.4 Propiedades de los minerales arcillosos expansivos (Lambe, 1959).

Propiedades	MINERAL		
	Caolinita	Illita	Montmorilonita
Esquemas de la estructura	 	  	  
Tamaño de las partículas	d= 0.3 a 3 $\mu\text{m}$ e = 1/3 a 1/10 d	d= 0.1 a 2 $\mu\text{m}$ e = 1/10 d	d= 0.1 a 1 $\mu\text{m}$ e = 1/10 d
Superficie específica	5 – 30	65 – 100	600 – 800
Capacidad de intercambio catiónico por 100g de arcilla	3 – 15	10 – 40	80 – 150
Forma de la partícula	Aplanada	Aplanada	Aplanada
Expansión máximo para una presión de 0.1 t/p <sup>2</sup>	despreciable	350	1500
Expansión máxima para una presión de 0.2 t/p <sup>2</sup>	despreciable	150	350

### 2.3.2.2 Mecanismo de expansión

El hinchamiento que se produce en suelos parcialmente saturados, obedece a dos tipos de fenómenos (mecánicos y físicos-químicos). El fenómeno mecánico se debe a una disminución de la succión al aumentar la humedad reduciendo la intensidad de las fuerzas de contacto entre las partículas. Si la estructura es potencialmente inestable se producirá un colapso, pero si la estructura es suficientemente compacta se ocasionará una relajación de los esfuerzos intergranulares (expansión).

Los mecanismos que producen la expansión están directamente 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 la expansión:

- *Hidratación de las partículas de arcilla.* Las cargas eléctricas de las partículas de arcilla pueden atraer moléculas de agua que, por su carácter bipolar, se disponen con su extremo positivo orientado hacia ellas. El extremo negativo dispuesto hacia el exterior puede atraer a su vez otras moléculas de agua formándose en su caso varias capas sucesivas. Estas fuerzas de adsorción de agua van disminuyendo al alejarse de la superficie de la partícula. Pueden existir también cationes que compensan las cargas netas negativas formándose sistemas partícula–agua–cationes–agua–partícula en los que los cationes contribuyen a la atracción entre las partículas. Esta capa adsorbida de moléculas de agua “hidrata” a la partícula de arcilla provocando un aumento de su volumen y consecuentemente su expansión.
- *Hidratación de cationes.* El mecanismo de hidratación se puede producir también en los cationes de la capa doble difusa atraídos por las partículas arcillosas. En este caso las moléculas de agua pueden disponerse, en una o más capas, alrededor de los cationes, orientándose hacia ellos con su extremo negativo y atrayendo en su caso con su extremo positivo otras moléculas de agua. Como en el punto anterior estos cationes “hidratados” producen un aumento de volumen del suelo.
- *Repulsión osmótica.* La concentración en la capa doble difusa, decreciente al alejarse de la partícula arcillosa, puede provocar una absorción de moléculas de agua por ósmosis si se pone en contacto con agua pura o con agua con menor concentración de cationes. El fenómeno de ósmosis produce una migración de las moléculas de agua hacia el interior de la capa doble para igualar las concentraciones de cationes, con el consiguiente hinchamiento asociado.

Evidentemente estos tres fenómenos están relacionados y en un caso concreto podrán producirse simultáneamente. Es difícil poder separar uno del otro o llegar a conocer en un momento dado cual es predominante o cual se está desarrollando, dependiendo en cada situación del tipo de partículas arcillosas, del tipo de cationes, etc.

De acuerdo con Bruijn (1973), Johnson (1980), Didier *et al.* (1980) y Alonso *et al.* (1987), los suelos expansivos presentan dos mecanismos distintos de expansión. El primer mecanismo está asociado con el flujo estacionario dentro de poros abiertos de la estructura del suelo. El segundo mecanismo está

relacionado con el proceso de hidratación de minerales arcillosos activos. Ambos mecanismos podrán ocurrir simultáneamente.

Snethen *et al.* (1979) señalan que las propiedades tales como la atracción superficial de las partículas de arcilla, la hidratación de los cationes y la presión osmótica (importante en condiciones de humedad y concentración iónica elevada) constituyen los mecanismos fisicoquímicos fundamentales que a nivel microescalar determinan el potencial expansivo de las arcillas.

### **2.3.2.3 Tipo y origen de los suelos expansivos**

La expansión de los suelos estará, en consecuencia, directamente relacionada con las propiedades microestructurales de las partículas arcillosas. Tendrá especial influencia la existencia en ellas de cargas electrostáticas netas, así como la magnitud de su superficie específica (forma aplanada, tamaño, etc.) o su capacidad de cambio catiónico, siendo estos tres factores directamente proporcionales al potencial de expansión que se pueda presentar. En particular la sustitución isomorfa, principal factor en el aumento neto de la carga negativa, puede además distorsionar la estructura cristalina coartando el crecimiento del cristal y limitando por lo tanto el tamaño.

De acuerdo con las características de cada tipo de partículas arcillosas es posible deducir el comportamiento en este sentido de los suelos correspondientes. Así, por ejemplo, la montmorillonita y la nontronita, o también la vermiculita, con partículas aplanadas y pequeñas, gran densidad de carga y altas capacidades de cambio catiónico, serán muy expansivas. La illita o la caolinita lo serán menos, y la pirofilita o la serpentina muy poco o nada. Aunque Aitchison (1973) indica que cualquier mineral arcilloso es potencialmente expansivo, en el caso de estos últimos este fenómeno será prácticamente despreciable o nulo. Mitchell (1973) expone la influencia de diferentes características microestructurales en la expansión: dimensiones de las partículas, cationes de cambio, sustituciones isomorfas, etc., observando en general las tendencias indicadas.

La expansión de un suelo se podrá consecuentemente asociar con 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 pueden considerar básicos

a efectos de estudiar este fenómeno. La Tabla 2.4 presenta, como referencia, la estructura y principales características de estos tres minerales. La montmorillonita es mucho más expansiva que la illita o la caolinita y está presente en prácticamente todos los suelos expansivos. Así lo confirman, por ejemplo, Collins *et al.* (1973) o Frydman y Samocha (1984) cuando describen los terrenos expansivos en Israel. En ocasiones, sin embargo, es la illita, a su vez más expansiva que la caolinita, la que produce los hinchamientos. En la illita y la caolinita la expansión puede ser apreciable si las partículas son suficientemente pequeñas (del orden de décimas de micra), siendo poco significativos en otros casos (Mitchell, 1973).

Arnol (1984) o Schreiner (1987), citado por Josa (1988), exponen el origen de los minerales arcillosos expansivos en la naturaleza, centrándose fundamentalmente en los tres indicados anteriormente. En general la fuente de estos minerales es una amplia gama de rocas ígneas básicas incluyendo rocas volcánicas y lavas entre las que las más frecuentes son los basaltos, si bien en algún caso ha sido el granito el que se ha citado como origen. Aunque la montmorillonita y la caolinita pueden ser producidas a partir de las mismas rocas, la primera necesita un medio más 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, por el contrario, se produce con pH más bajos y en zonas más drenadas y con menores concentraciones. Por esta razón la montmorillonita abunda más en valles y zonas deprimidas y la caolinita en lugares con mayores pendientes. La illita, por su parte, precisa para su formación de un pH ligeramente alcalino.

De acuerdo con este origen los suelos expansivos podrán ser residuales procedentes de rocas ígneas aunque procesos de transporte puedan modificarlos de su situación inicial ya sea antes o después de su degradación. En ambos casos ambientes fluviales o en aguas subterráneas, ricas en calcio, tenderán a producir arcillas con alta proporción de este elemento como ion de cambio, mientras que en ambientes marinos será el sodio el predominante.

En ocasiones son rocas sedimentarias las que dan lugar a arcillas expansivas. En este caso, sin embargo, son los minerales originales ya citados, casi siempre ya degradados antes de formarse estas rocas, los que dan lugar a dichas arcillas. En pocos casos son otras arcillas no expansivas las que las producen.

#### **2.3.2.4 Proceso de expansión**

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

- *Tipo de minerales y cantidad.* De acuerdo con lo indicado en el apartado anterior, cuanto más potencialmente expansivas sean las partículas o en mayor proporción estén, más importantes será la expansión.
  
- *Densidad seca.* A igualdad de otros factores (misma humedad, etc.) cuanto mayor es la densidad seca de un determinado suelo mayor es su potencial de expansión. La presión necesaria para que el suelo no se deforme al humedecerse y tender a expandir es también dependiente de la densidad seca, tal como exponen Chen (1973).
  
- *Estado de esfuerzo.* Cuanto mayores son las presiones a que se ve sometido el suelo, menor es su expansión. Esta expansión puede ser nula o incluso negativa (colapso) si el estado de esfuerzo es suficientemente importante. Diversos autores comprueban o describen este fenómeno. También se ha comprobado que la historia de esfuerzos puede influir en la expansión del suelo. Así, por ejemplo, aparte de lo acabado de indicar, sucesivos humedecimientos y secados reducen la expansión producida en cada proceso de humedecimiento respecto del primero.
  
- *Estructura del suelo.* Lógicamente la existencia de cementaciones reduce la expansión de un suelo al ser éste capaz de oponerse en mayor grado a las deformaciones. Seed y Chan (1959) indican la amplia evidencia existente en que estructuras floculadas presentan una mayor tendencia a la expansión que estructuras dispersas. Asimismo exponen que la retracción es mucho menor en el primer tipo de estructura citado que en el segundo. Este comportamiento está relacionado con los diferentes contactos existentes entre las partículas arcillosas en cada una de ellas (cara–borde o cara–cara). Gromko (1974), indica que el remoldeo del suelo puede reducir su rigidez y su resistencia al corte aumentando la expansión. Este es el caso, por ejemplo, de que existan cementaciones o enlaces entre partículas que son eliminadas en el proceso de remoldeo. Por otro lado estructuras de suelo dispersas con las partículas orientadas preferentemente en una dirección pueden producirse respuestas anisótropas de la deformación al humedecer o secar. En este caso,

lógicamente, las deformaciones serán mayores en la dirección perpendicular a la correspondiente a las partículas.

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

De acuerdo con los factores indicados, en un proceso de compactación la expansión del suelo estará directamente relacionada con el método utilizado, energía de compactación o la humedad inicial. Compactaciones por el lado seco, en general tendentes a mantener estructuras floculadas y con menores humedades, podrán producir mayor expansión y viceversa. Mayores energías de compactación llevarán al suelo a mayores densidades secas pudiendo asimismo expandir más. Compactaciones estáticas, manteniendo estructuras más floculadas, generarán mayores expansiones que compactaciones por impactos o amasado. En un caso real de expansión del suelo el hinchamiento producido vendrá condicionado por diversos factores:

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

Dependiendo de estos factores, la humedad del terreno podrá sufrir variaciones cíclicas con sucesivas expansiones y retracciones o, tras alguna modificación tender hacia un estado estacionario. Otro factor a considerar es la posible existencia de fisuras producidas en procesos de retracción, que modifican las condiciones de acceso del agua favoreciendo su penetración. Las modificaciones estacionales, sin embargo, afectan en general a un estrato limitado de terreno que, aunque dependiendo del clima y de las propias condiciones del terreno, llega a ser del orden de 1 a 3 m, llamado *capa activa*.

Con respecto a la identificación de los suelos expansivos y a la cuantificación del potencial de expansión puede encontrarse un tratamiento amplio del tema en Snethen (1984), Dhowian *et al.* (1987) o Josa (1988).

## **2.4 Estado de esfuerzos**

El comportamiento mecánico de los suelos está condicionado por su estado de esfuerzo, que incluye las sollicitaciones externas e internas, teniendo presente en estas últimas el carácter multifásico de su constitución. Las variables del estado de esfuerzo son las variables necesarias para la caracterización de las condiciones de esfuerzo a que esté sometido el suelo. Quizá el principal descubrimiento relativo a las variables de esfuerzo en los suelos haya sido el principio de los esfuerzos efectivos (Terzaghi, 1923) estableciendo el importante papel que desempeñan las presiones en la fase líquida, cuando se pretende conocer el comportamiento esfuerzo deformación de un *suelo saturado* sometido a sollicitaciones exteriores.

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 par aun cuerpo elástico

son referidos como aquellas variables que describen el campo de deformaciones, el campo de esfuerzos 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 esfuerzo 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 del esfuerzo aplicado.
- La curva característica de retención de humedad.

Otros ejemplos de ecuaciones constitutivas relacionando variables de estado de esfuerzo son las ecuaciones de resistencia al corte y ecuaciones que proporcionan la presión de poros en función de los esfuerzos totales aplicados.

#### 2.4.1 Estado de esfuerzos para suelos saturados

Los esfuerzos efectivos se pueden definir como aquellas funciones de los esfuerzos totales y de las presiones intersticiales que controlan todas las relaciones esfuerzo-deformación del suelo. Según el principio de Terzaghi, las relaciones esfuerzo-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 el esfuerzo efectivo explican los cambios en el estado del suelo.

El comportamiento de los suelos saturados se controla por cambios en el esfuerzo efectivo. El esfuerzo efectivo 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 el esfuerzo efectivo. En suelos saturados el esfuerzo efectivo será igual al esfuerzo total menos la presión del fluido de los poros:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.2)$$

Donde  $\sigma'$  es el esfuerzo efectivo,  $\sigma$  el esfuerzo total y  $u$  es la presión de poros, por ejemplo la resistencia al corte ( $\tau$ ) de un suelo saturado se relaciona al esfuerzo efectivo normal ( $\sigma'$ ) por la ecuación de Mohr–Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.3)$$

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

Bishop y Eldin (1950) han comprobado experimentalmente el principio de los esfuerzos efectivos en diversos casos y en algunas ocasiones se ha objetado su aplicación. Skempton (1961) ha propuesto formas modificadas para la conocida ecuación de los esfuerzos efectivos 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:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - K u_w \sigma_{ij} \quad (2.4)$$

Donde  $K$  depende de los parámetros del material. El principio de los esfuerzos efectivos 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 esfuerzos para suelos no saturados**

En el caso de los suelos no saturados se han intentado también proponer, de forma paralela al caso saturado, expresiones que definan un único esfuerzo efectivo que controle el comportamiento del suelo tanto en lo que se refiere a su deformación volumétrica como en lo que se refiere a su resistencia al corte. En la Tabla 2.5 se presenta un resumen de las expresiones más comunes que han sido propuestas para determinar el esfuerzo efectivo para suelos no saturados (Fredlund y Rahardjo, 1993). Las ecuaciones intentan definir un único esfuerzo efectivo que controle el comportamiento esfuerzo–deformación.

Tabla 2.5 Expresiones de esfuerzos efectivos para suelos no saturados presentados 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)
$\sigma = \sigma a_m + u_a a_a + u_w a_w + R - A$	$a_s$ =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 esfuerzo efectivo (succión matricial) $h_m$ = succión matricial $\chi_s$ =parámetro de esfuerzo efectivo (succión soluto) $h_s$ =succión soluto	Richards (1966)

Históricamente, el cuestionamiento de una ecuación de esfuerzos efectivos para suelos parcialmente saturados puede ser resumido 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 un cierto esfuerzo intergranular, que por no controlar el comportamiento del suelo, no se puede dominar esfuerzo efectivo. El parámetro  $\chi$  depende del tipo de ensayo y de la trayectoria de esfuerzo seguida. El problema crucial reside en la determinación del parámetro  $\chi$  que es altamente dependiente de la trayectoria de esfuerzos y consecuentemente de los ciclos de secados y humedecimiento. Si la trayectoria de esfuerzos 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 el esfuerzo efectivo de Bishop (1959) prediciéndose una expansión, cuando en realidad, dependiendo del tipo del suelo y del esfuerzo total puede producirse un colapso.

*Aitchison* (1965) comenta que todos los factores que influyen en el comportamiento en deformación y resistencia del suelo afectan a  $\chi$ , debiendo ser además este parámetro discontinuo para intentar predecir fenómenos de expansión 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 esfuerzo  $(\sigma_1 - u_a)$ ,  $(\sigma_2 - u_a)$  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 ligan estos esfuerzos con la deformación dependen del valor de la historia de esfuerzos (succión incluida).

*Bishop y Blight* (1963) revaluaron el uso de la ecuación del esfuerzo efectivo y establecieron que un cambio en la succión matricial no siempre resulta el mismo cambio en esfuerzo efectivo. 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 un único esfuerzo.

*Matyas y Radhakrishna* (1968), *Aitchison y Woodburn* (1969), *Barden et al.* (1969) y *Fredlund* (1979) utilizan las variables de esfuerzo para el 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 de esfuerzo para el uso de parámetros de estado de esfuerzos 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 esfuerzos efectivos independientes.

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

$$\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} \text{ y } (u_a - u_w) \delta_{ij} \tag{2.5}$$

$$\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij} \text{ y } (u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (2.6)$$

$$\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} \text{ y } \sigma_{ij} - u_w \delta_{ij} \quad (2.7)$$

La primera opción es la más utilizada ya que permite separar los cambios de esfuerzo total y los cambios de presión 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 2.6 se resumen las posibles variaciones de estado de esfuerzo para un suelo no saturado según Fredlund (1993).

*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 de esfuerzo del suelo pasa a ser  $\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij}$  y la succión ( $u_a - u_w$ ) tiende a cero.

Tabla 2.6 Posibles combinaciones de variables de estados de los esfuerzos según Fredlund (1993).

Presión de referencia	Estado de esfuerzos 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 $(\sigma - u_w)$

### 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 de esfuerzo. 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 esfuerzo del suelo (se pueden escoger dos variables cualesquiera 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 esfuerzo” 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 de esfuerzo 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 sí. Una relación entre el esfuerzo efectivo y el índice de poros será una función de estado para el caso de suelos saturados y carga isotropa. 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:

$$e = f_1(p', q, (u_a - u_w), e_0, Sr_0) \quad (2.8)$$

$$Sr = f_2(p', q, (u_a - u_w), e_0, Sr_0) \quad (2.9)$$

- Para ensayos edométricos:

$$e = f_1(\sigma, u_a - u_w, e_0, Sr_0) \quad (2.10)$$

$$Sr = f_2 (\sigma, u_a - u_w, e_0, Sr_0) \quad (2.11)$$

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. 2.16 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 los esfuerzos significativos, 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 & Blight, 1963; Burland, 1965; Fredlund, 1985).

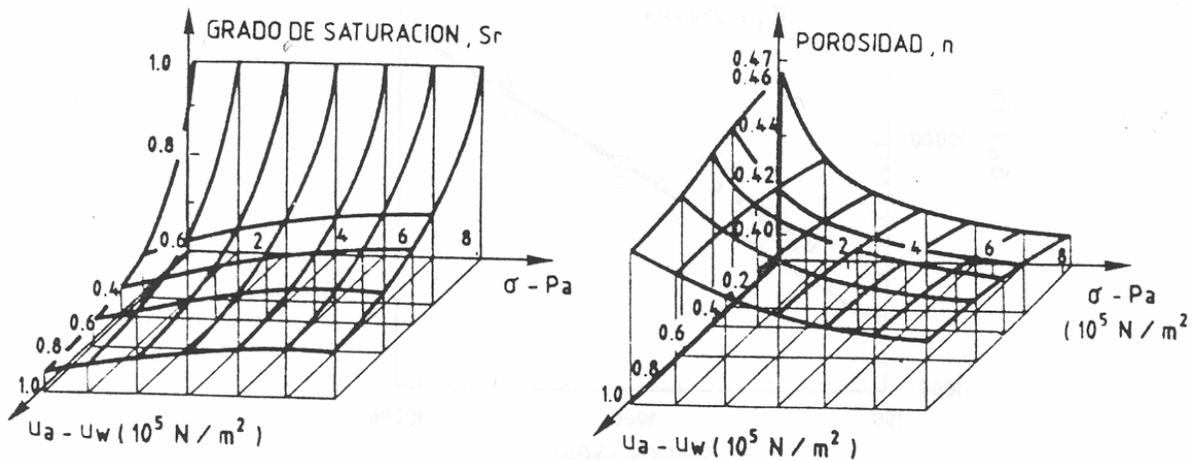


Figura 2.16 Superficies de estado para  $e$  y  $Sr$  (Matyas y Radakrishna, 1968).

Las superficies obtenidas no son únicas. Dependen marcadamente de las trayectorias de esfuerzos aplicadas a la muestra. Sin embargo, bajo trayectorias de imbibición (disminución de la succión) a esfuerzo diferentes de confinamiento, 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 2.7.

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 esfuerzos.

#### **2.4.5 Resistencia de los suelos no saturados**

La resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados se ha desarrollado apoyándose en la ley de los esfuerzos efectivos, 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 de los esfuerzos efectivos.

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).

Tabla 2.7 Expresiones propuestas para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación (Lloret & 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	$Sr = a - (1 - \exp(-b(u_a - u_w)))(c + d(\sigma - u_a))$

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 resistencia al corte ( $\tau$ ) de suelos no saturados y las dos variables de estado de esfuerzo  $\sigma - u_a$  y  $u_a - u_w$ :

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.12)$$

Donde  $c'$  y  $\phi'$  son la cohesión y el ángulo de fricción (con respecto al esfuerzo efectivo) 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. 2.17). 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 (2.12).

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 el esfuerzo neto y la 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 de esfuerzos  $\sigma - u_a$  y  $u_a - u_w$ .

Escario y Sáez (1986) presentaron resultados que sugieren la necesidad de modificar la ecuación (2.12). Escario y Sáez realizaron ensayos de corte directo en condiciones drenadas sobre arcillas a diferentes valores de succión controlada, en la (Fig. 2.18) se muestran los resultados de unos de los suelos usados. Los resultados indicaron que  $\phi^b$  en la ecuación (2.12) no fue constante para un tipo de suelo dado.

Gan, Fredlund y Rahardjo (1988), también observaron la no-linealidad de la resistencia al corte con el incremento de 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. 2.19).

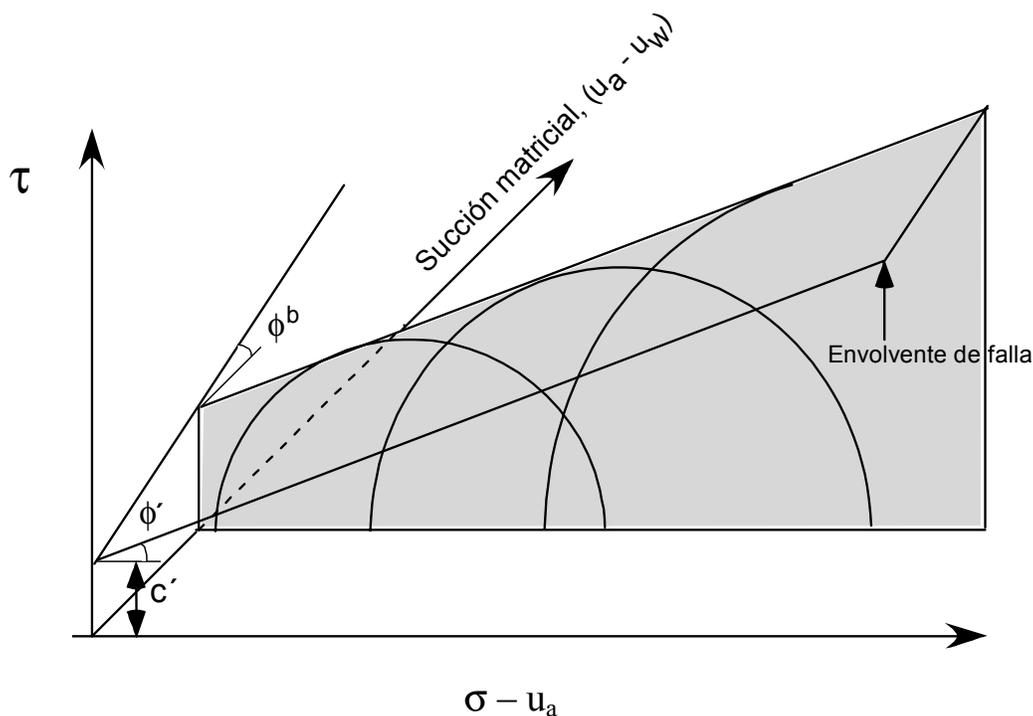


Figura 2.17 Extensión de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb (Fredlund, Morgenstern y Widger, 1978).

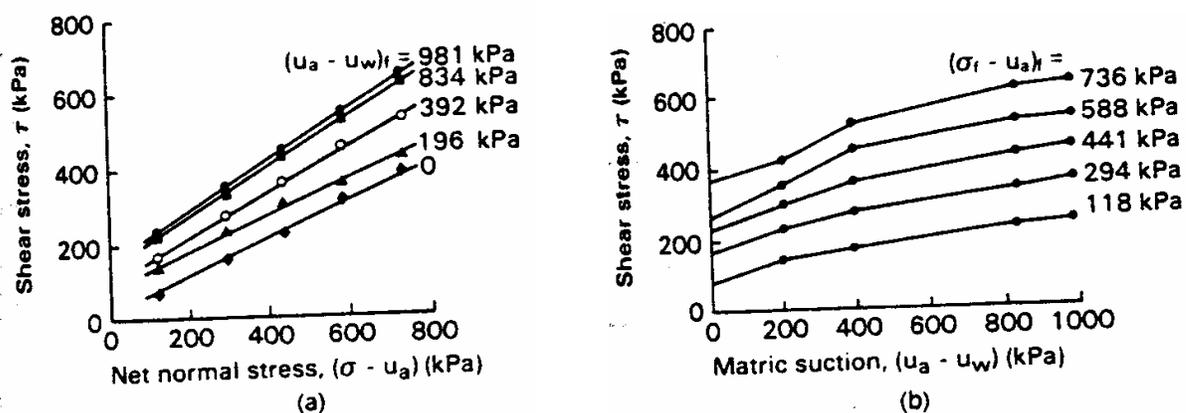


Figura 2.18 Resistencia a la falla & succión y esfuerzo normal neto para la arena arcillosa de Madrid (Escario y Sáez, 1986).

La no-linealidad de la resistencia al 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 (2.12) será reducida a la relación de Mohr–Coulomb para suelos secos. Para satisfacer esta condición  $\phi^b$  debe aproximarse a cero a valores muy altos 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 Lloret y Alonso (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 succiones bajas 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 de esfuerzo. 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).

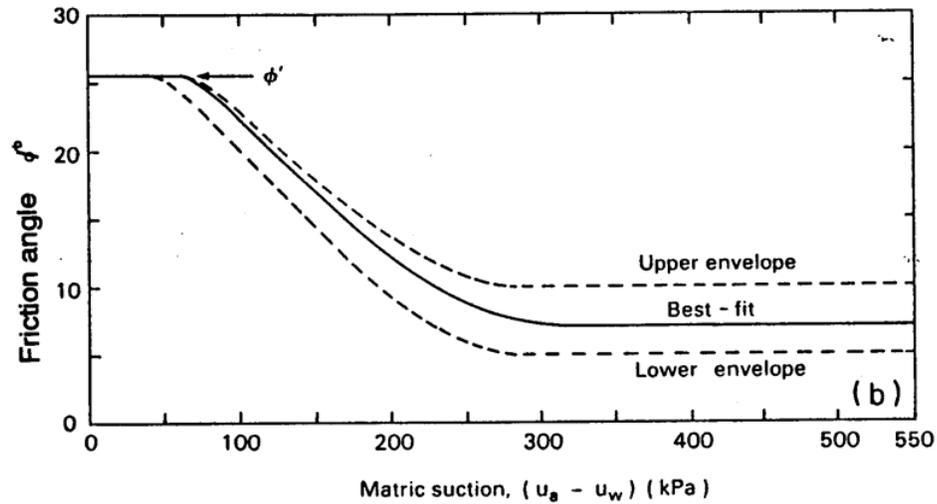


Figura 2.19 Valor de  $\phi^b$  contra succión (Gan, Fredlund y Rahardjo, 1988).

En la Fig. 2.20 se muestra una célula triaxial con control de succión. La célula triaxial, totalmente instrumentada, permite registrar la evolución temporal del esfuerzo desviador (a través una célula de carga interna compensada a presión), la humedad de la muestra (mediante dos buretas conectadas a ambos discos cerámicos de alto valor de entrada de aire tanto en el cabezal como en el pedestal), las deformaciones axiales (con dos LVDT miniatura locales), las deformaciones radiales y las isócronas de los perfiles laterales (a través de dos sensores láser electro-ópticos) (Romero, 1999; Barrera *et al.* 2002). En donde se ha usado la técnica de traslación de ejes para controlar la succión matricial ( $u_a - u_w$ ).



Figura 2.20 Foto de la célula triaxial con control de succión (Romero, 1999; Barrera, 2002).

## **CAPÍTULO 3      MECÁNICA DE SUELOS EN INGENIERÍA DE PAVIMENTOS**

---

### **3.1    Introducción**

Un pavimento puede definirse como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendida(s) entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento, cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiados, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito (Rico y del Castillo, 1978).

En otras palabras, el pavimento es la superestructura de la obra vial, que hace posible el tránsito expedito de los vehículos con la comodidad, seguridad y economía previstos por el proyecto. La estructura o disposición de los elementos que lo constituyen, así como las características de los materiales empleados en su construcción, ofrecen una gran variedad de posibilidades, de tal suerte que puede estar formado por una sola capa o, más comúnmente, por varias y, a su vez, dichas capas pueden ser de materiales naturales seleccionados, sometidos a muy diversos tratamientos; su superficie de rodamiento propiamente dicha puede ser una carpeta asfáltica o una losa de concreto hidráulico.

En la Fig. 3.1 se muestra una estructuración típica de un pavimento flexible. Bajo una carpeta bituminosa que constituye la superficie de rodamiento, se dispone casi siempre por lo menos dos capas bien diferenciadas: una base de material granular y una sub-base, formada preferentemente, también por un suelo granular. Bajo la sub-base se dispone casi universalmente otra capa, denominada subrasante, material con unos requisitos de calidad mínima que la sub-base.

Bajo la subrasante aparece el material convencional de la terracería (material de apoyo de las estructuras que componen los pavimentos), que es tratado mecánicamente en la actualidad casi sin excepción, por lo menos en lo referente a compactación. El establecimiento del comportamiento conjunto del material de apoyo (terracería) con la estructura del pavimento ha sido objeto de

relativamente poca atención en el pasado y existe poco escrito sobre él en la literatura especializada. De algunos hechos experimentales se puede citar dos conclusiones válidas (Rico y del Castillo, 1978):

1. La resistencia al esfuerzo cortante no es un requisito fundamental, ya que los niveles de esfuerzos que a ellas llegan a través de todo el espesor protector que constituye el pavimento, quedan siempre por debajo de la capacidad de carga a la falla.
2. Por lo que la deformabilidad parece ser el requisito básico para la aceptación o rechazo de un material de terracería y también el que condiciona su buen comportamiento como soporte de un buen pavimento.

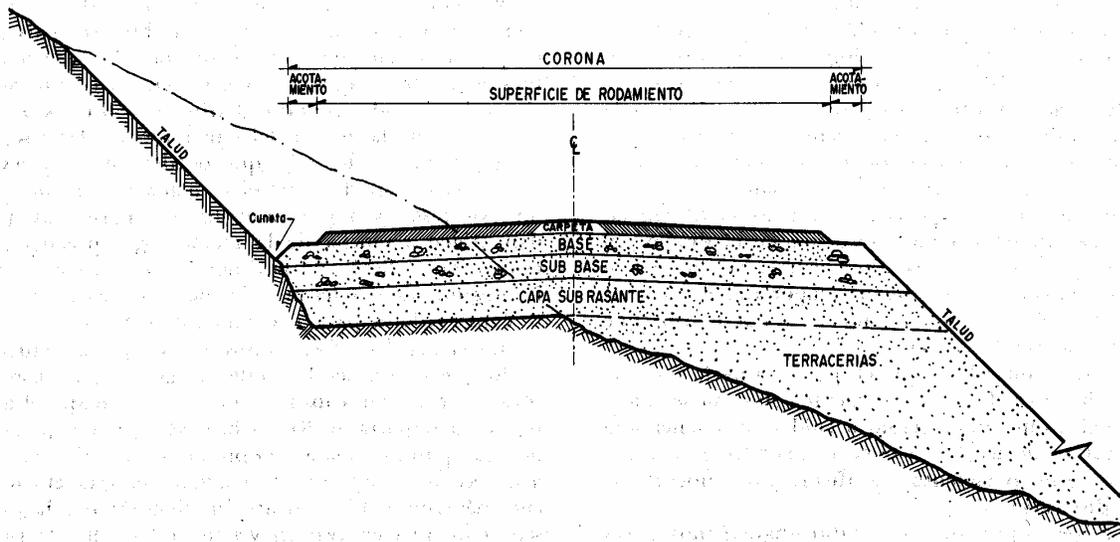


Figura 3.1 Sección transversal típica de un pavimento flexible (Rico y del Castillo, 1978).

Debe reconocerse que los pavimentos que México necesita en sus carreteras no son hoy los mismos que fueron en otras épocas. La red nacional comenzó a formarse en el sentido actual a partir de la época 1920 – 1930 y creció a un ritmo relativamente moderado hasta 1950. Entre 1950 y 1970, la red fue objeto de un desarrollo muy importante y a partir de 1980 continuó creciendo significativamente, pero probablemente con un gradiente menor, si bien en los últimos años (en el periodo 1990 – 1995) tuvo lugar la incorporación de una red de modernas autopistas con longitud del orden de los 5,000 Km (Rico *et al.*, 1998).

Es de esperar que en el futuro una parte importante del esfuerzo constructivo nacional en el área carretera se dirija principalmente a lograr el tránsito expedito y rápido de bienes y mercancías, con la decidida meta de abatir en todo lo que vaya resultando posible los costos operativos del transporte nacional, para respaldar el desarrollo económico y la generación y distribución de productos y de riqueza y oportunidades por todas partes. En todos estos años, la nación experimentó una transformación económica y estructural muy significativa, que fue haciendo aparecer una infraestructura industrial creciente, hasta alcanzar niveles importantes, por lo que el transporte como fenómeno económico fue adquiriendo una importancia cada vez mayor,

Al igual que en la totalidad de las aplicaciones de la Mecánica de Suelos, los materiales que se utilizan en la construcción de pavimentos, se diferencian claramente dos tipos. Los que se denominan materiales gruesos (arena, gravas, fragmentos de roca, etc.) constituyen un primer grupo, siendo el segundo el formado por los suelos finos, cuyo arquetipo son los materiales arcillosos. Es bien conocida la gran diferencia que en comportamiento tienen ambos grupos de suelos, dando mayor atención a las características de resistencia y de deformación, también es sabido que muchas de estas diferencias en el terreno fenomenológico ocurren por naturaleza y estructura íntima que adoptan las partículas individuales o sus grumos, en el caso de los suelos finos, que forman agrupaciones compactas y bien familiares, en el caso de los suelos gruesos, que adoptan formas con grandes volúmenes de vacíos.

En los suelos gruesos tales como las arenas y las gravas, la deformación del conjunto por efecto de cargas externas sólo puede tener lugar o por acomodo brusco de partículas menores en los huecos que entre sí dejan las mayores, o por ruptura y molienda de las partículas. La expansión de suelos gruesos, es un fenómeno que para efectos prácticos no tiene presencia en la tecnología de carreteras. Por otro lado, la estabilidad de las estructuras de los suelos gruesos ante la presencia del agua es grande. Si el suelo grueso está constituido por partículas mineralógicamente sanas, su resistencia al esfuerzo cortante es grande y depende de la fricción interna entre los granos y de su propia dureza. Se insiste en que cualquier masa de esta naturaleza bien compactada, adquiere características de resistencia y difícil deformabilidad que son además muy permanentes en el tiempo y especialmente muy poco dependientes del contenido de agua que el conjunto tenga o adquiera. Todas estas características son muy favorables para lo que el ingeniero desea que ocurra en la sección estructural de una carretera.

Mientras que en el caso de los suelos arcillosos, el panorama es muy diferente. Por ejemplo la tendencia a adoptar estructuras internas abiertas, con alto volumen de vacíos, hace que estos suelos tengan una capacidad de deformación mucho más alta. Si los suelos finos están saturados de agua, al ser objeto de presión son proclives al fenómeno de consolidación que induce al agua oprimida a salir del conjunto, produciéndose una reducción de volumen general que comprime la estructura del suelo, generando deformaciones del conjunto que pueden ser muy importantes. En los suelos finos parcialmente saturados, la presión externa produce deformaciones que disminuyen también los huecos. Las estructuras precomprimidas, cuando cesa la presión externa y absorbe agua, tienden a disipar los estados de esfuerzos superficiales actuantes entre el agua que ocupaba parcialmente los vacíos y las partículas cristalinas del suelo, liberando energía que permite que la estructura sólida se expanda, de manera que los suelos arcillosos son muy propensos a la compresión bajo cargas o a la expansión, cuando cesa esta. En cualquier caso la estabilidad volumétrica de los suelos finos está amenazada y pueden ocurrir en ellos deformaciones volumétricas muy importantes.

La magnitud de estos fenómenos (compresión o expansión) dependen de la naturaleza del suelo arcilloso. Existen arcillas como la bentonita o la montmorilonita, mucho más activas en estos procesos que otras, como, por ejemplo, la caolinita. Este cambio en la naturaleza físico-química y mineralógica influye en el comportamiento de interrelación de las partículas y los grumos, que se traduce en diferencias muy importantes en la relación de vacíos o vaporosidad de su estructura interna. Por conocidas razones constructivas, las arcillas se disponen en los suelos que se utilizan en la carreteras, tras procesos de compactación, lo que hace que estén precomprimidas, por lo que son especialmente propensas inicialmente a procesos de succión de agua externa y/o expansión, tanto mayores cuanto más intensa haya sido la compactación con que se colocaron.

Obviamente, un cierto grado de compactación inicial es necesario, pero siempre ocurrirá que cuanto mayor sea ese proceso inicial, mayor será el potencial de succión y, por ende, también será mayor el potencial de expansión adquirido con absorción de agua, el cual al desarrollarse producirá un suelo, a su vez, muy proclive a la deformación por compresión de cualquier nueva carga actuante, produciendo un “efecto de acordeón”, cuyas consecuencias son obvias en la carretera. Estas consideraciones hacen ver lo delicado que ha de ser el proceso de compactación de suelos finos en la carretera. Si no se alcanzan en principio condiciones adecuadas, la carretera será inestable, pero si la compactación se

extrema por arriba de un límite, la carretera llegará a ser inestable con el tiempo, siempre que los materiales puedan tener contacto con el agua libre del exterior.

Debe reconocerse que el problema del diseño de los pavimentos flexibles no está hoy técnicamente resuelto de manera satisfactoria. Sin ignorar los esfuerzos del pasado y de los trabajos que se encuentran en plena realización en el presente.

En las tecnologías de la ingeniería civil, la falta de desarrollos teóricos confiables ha de suplirse en dos ámbitos distintos: la experimentación en el laboratorio y la instrumentación de prototipos para obtener directamente normas de comportamiento. Ambos procedimientos de adquisición de información válida son ampliamente utilizados en la actualidad, tanto en México como en el resto del mundo. Ambos han rendido frutos satisfactorios, pero están sujetos a la compleja problemática del comportamiento de los pavimentos, dependiendo de un número de factores particulares de cada caso, todos muy influyentes, de carácter climático, de naturaleza de materiales, de topografía, de geología, de carácter del tránsito, etc., y están sujetos también al hecho básico de la carencia de un esquema teórico que permita considerar ordenadamente todos esos factores (Rico *et al.*, 1998).

## **3.2 Problemas de los pavimentos**

### **3.2.1 Cambios de humedad en bases, subbases y terracerías**

Cuando se examinan diferentes países o condiciones regionales, edad de los proyectos las diferencias en geometría de la estructura de los firmes, condiciones ambientales o terrenos de apoyo son lógicamente muy grandes. Para centrar la discusión se dibuja en la Fig. 3.2 una estructura típica de firme moderno, bien drenado, situado sobre el terraplén compactado o sobre el terreno natural, una vez realizada la correspondiente excavación (cabrían también situaciones mixtas excavación-terraplén que son con frecuencia peligrosas para la integridad del firme por la heterogeneidad en las condiciones de apoyo). En la figura se indican, de forma puramente orientativa, algunas dimensiones o propiedades razonables de las bases permeables.

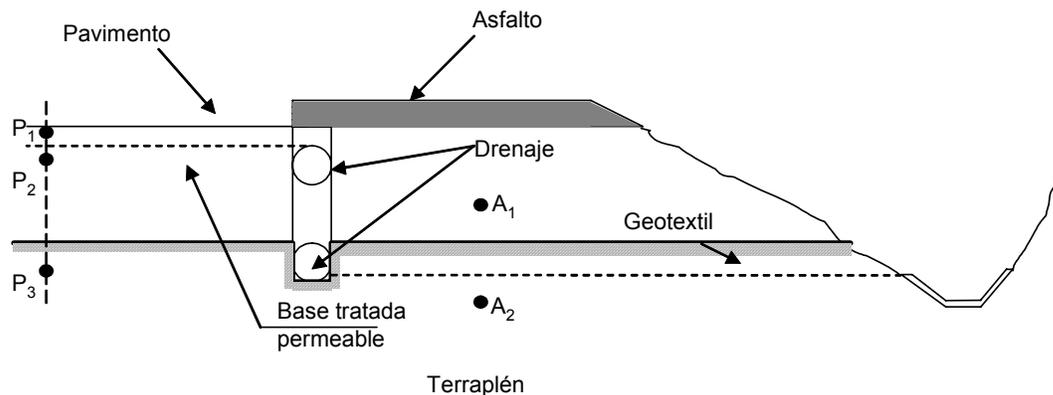


Figura 3.2 Geometría y puntos de referencia de un firme drenado (Alonso, 1998).

Las bases permeables (puntos P<sub>1</sub> en Fig. 3.2) deben asegurar la evacuación rápida de la infiltración que procede del propio pavimento, a fin de evitar su saturación. Esta función es más crítica en pavimentos de concreto hidráulico, donde un porcentaje más alto de la lluvia alcanza las bases permeables, aunque la experiencia enseña que es también muy difícil sellar los pavimentos de aglomerado asfáltico. A partir de intensidades medias de lluvia anuales superiores a unos 400mm, la capacidad adecuada de drenaje de las bases requiere permeabilidades altas: en general  $K_{base} > 0.5\text{cm/seg}$ . El tiempo de drenaje para una tormenta o condición hidrológica extrema es el criterio para decidir la permeabilidad de las bases. El requisito adicional de adecuada capacidad de soporte suele entrar en conflicto con el criterio de permeabilidad alta. El primero se consigue con bases de granulometría continua (que tienden a ser, una vez compactadas, poco permeables). El segundo requiere granulometrías abiertas, poco estables durante la construcción. Estas bases permanecen secas aunque el Nivel Freático ascienda a través del terraplén. Las bases permeables son también una barrera capilar para cortar el ascenso del agua desde el terreno natural o desde el terraplén. En efecto, las granulometrías abiertas se caracterizan por succiones de entrada de aire ( $S_{a1}$  en Fig. 3.3) muy bajas (una fracción del espesor de la base) y por tanto mantienen permeabilidades al agua muy reducidas para succiones pequeñas. De esta forma son capaces, en el límite, de mantener el Nivel Freático en el contacto con el terraplén inferior. Sin embargo, las bases de granulometría más continua, y en especial las que contienen finos (tamaños inferiores a 0.08 mm), exhiben curvas de retención con valores relativamente altos de la succión de entrada de aire ( $S_{a2}$  en Fig. 3.3).



Figura 3.3 Curvas de retención–esquemas.

Estos materiales combaten más difícilmente la ascensión capilar y su saturación es más probable en algún momento de la vida del firme. En definitiva, en la valoración de la capacidad de drenaje y de barrera capilar deben tenerse en cuenta dos propiedades fundamentales: la permeabilidad saturada (y su variación con la succión o grado de saturación) y la curva de retención. Ambas características están fuertemente ligadas entre sí pues es en última instancia la porosimetría del suelo la que controla ambas.

La variación de humedad en los terraplenes o terrenos naturales, tiende a ser un fenómeno complejo, controlado por muchos factores. Los materiales son ahora muy diversos y es difícil generalizar y recurrir a normas sencillas de proyecto. Un principio acertado de proyecto en todos los casos sería sin embargo eliminar o minimizar la variación de humedad a partir del momento de la construcción. De esta forma se evitarían los cambios volumétricos y las variaciones en la rigidez y resiliencia inicial, que idealmente deben corresponder a las condiciones de proyecto. Las medidas de humedad en puntos como los  $A_1$  y  $A_2$  bajo el asfalto o  $P_2$  bajo el pavimento (Fig. 3.2) demuestran sin embargo que esta condición no se cumple. La humedad cambia temporal y espacialmente como respuesta a factores ambientales y en principio se pueden distinguir dos etapas en este cambio (Fig. 3.4): una etapa transitoria de equilibrio hasta el tiempo  $t_{eq}$  en el que el terreno gana o pierde humedad de una forma irreversible desde su valor inicial ( $w_i$ ) hasta un valor final de equilibrio ( $w_{eq}$ ) y una fase cíclica. La protección que supone el firme (que es una barrera relativamente impermeable frente a la infiltración y modifica las condiciones de evaporación) crea un nuevo ambiente al que se adapta la humedad inicial del terreno. Influyen también las condiciones hidrológicas generales y en particular la posición media del Nivel Freático. A partir de  $t_{eq}$  comienza un periodo de variaciones estacionales, cíclicas, controladas

esencialmente por el clima (acción directa sobre el pavimento, condiciones de drenaje e infiltración lateral, modificaciones de Nivel Freático).

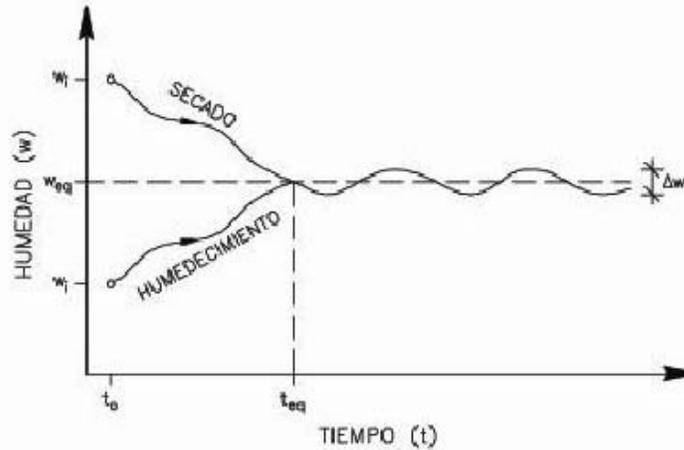


Figura 3.4 Evolución de la humedad bajo pavimentos (esquema) (Alonso, 1998).

Se han realizado algunos modelos de comportamiento, por ejemplo los modelos de flujo en materiales no saturados se han utilizado para examinar el efecto de la geometría y del tipo de materiales en la distribución de humedad. Wallace (1977) exploró el fenómeno de infiltración lateral a través del asfalto sin revestir y la influencia de diferentes factores geométricos, permeabilidad relativa de capas y valor de entrada de aire de la curva de retención de base y subbase. La permeabilidad relativa y la curva de retención se describen mediante una familia de relaciones empíricas propuesta por Laliberte *et al.* (1966).

Otros investigadores (Pufahl, *et al.*, 1990) han descrito un modelo para el cálculo de humedad y temperatura bajo pavimentos que integra datos atmosféricos, condiciones iniciales y geométricas de los materiales y sus propiedades térmicas y de flujo de agua. En las aplicaciones que presentan consiguen buena concordancia entre el análisis unidimensional y perfiles de medidas de succión y temperatura. McEnroe (1994) estudió la capacidad de drenaje de bases de pavimentos a partir de condiciones de equilibrio de la succión por encima de las cotas del dren. Llega así a estimar el grado de saturación remanente (mínimo, una vez terminado un episodio de infiltración) en función de la geometría de la

base y dren y de la curva de retención del material de la base. También proporciona cálculos unidimensionales del tiempo de drenaje y los compara con otros métodos.

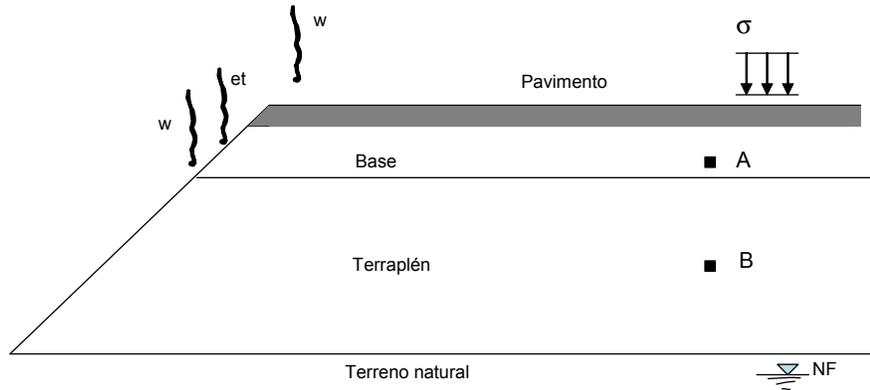
Las condiciones ambientales imponen transferencias de humedad y cambios de temperatura sobre las condiciones iniciales de los suelos de las bases y terraplenes. Como consecuencia de estos cambios se producen deformaciones en los materiales compactados y una modificación de su rigidez, comportamiento bajo cargas cíclicas y resistencia. Todo ello afecta directamente al comportamiento del firme. Los procesos de cambio mencionados están fuertemente acoplados y por ello es conveniente que los modelos de predicción utilicen una formulación conjunta de los fenómenos de transporte (agua, calor) y deformación. Por otra parte, bases y terraplenes están en condiciones no saturadas. La saturación es una condición límite que con frecuencia no se alcanza. Por ello, es necesario plantear, con suficiente generalidad, las condiciones de transferencia de agua (líquida y vapor), aire y temperatura y las de equilibrio mecánico en suelos no saturados.

### 3.2.2 Condiciones iniciales

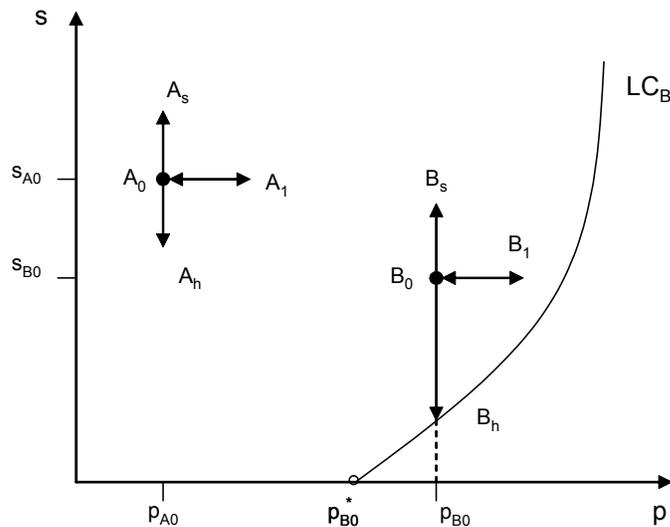
El estado inicial de las capas de base y terraplenes está controlado, para un material dado, por las condiciones de compactación. En un material granular el estado inicial se puede caracterizar por la densidad y humedad alcanzada y por el estado inicial de esfuerzos. Todas estas “variables de estado” definen las propiedades iniciales de las capas de apoyo del firme: permeabilidad, deformabilidad y condiciones de rotura. En la Fig. 3.5a se consideran dos puntos, A y B, representativos de la base granular y del terraplén. El punto A soportará un débil esfuerzo vertical y probablemente un esfuerzo horizontal mayor que la vertical como consecuencia del proceso de compactación. En el punto B, más profundo, los esfuerzos verticales serán mayores y el estado de esfuerzos completo quedaría definido por un valor  $K_0$  más próximo, aunque superior, al valor  $K_0$  virgen correspondiente a una acumulación de capas sin deformación lateral y sin efecto de compactación.

En condiciones no saturadas las variables de estado, densidad inicial y humedad inicial, pueden quedar alternativamente representadas por dos variables de esfuerzo: succión,  $s$ , y esfuerzo medio fluencia o preconsolidación en condiciones saturadas,  $p_0^*$ . Esta descripción alternativa se discute en detalle en Alonso *et al.* (1990). Su virtud es que permite un análisis integrado del efecto que los cambios de

esfuerzos y de humedad tienen sobre el comportamiento de los suelos compactados. En la Fig. 3.5b se representan los estados de esfuerzo de los puntos A y B en un plano  $(p, s)$  donde  $s$  es la succión del suelo. Así, las succiones iniciales de A y B son  $s_{A0}$  y  $s_{B0}$  respectivamente.



a)



b)

Figura 3.5 Condiciones iniciales de esfuerzo y succión en dos puntos representativos, A y B de base y terraplén. A) Geometría; b) Esfuerzos en el plano  $(p, s)$ .

En la misma figura se ha representado el valor del esfuerzo medio de preconsolidación existente en el punto B:  $p_{B0}$ . Se representa también en este caso la variación del esfuerzo medio de fluencia con la

succión para el suelo del terraplén. Es la curva  $LC_B$ , que juega un papel determinante en los modernos modelos elastoplásticos del comportamiento de suelos no saturados (Alonso, Gens y Hight, 1987; Alonso y Gens, 1990; Gens y Alonso, 1992). En particular la curva LC define el potencial de colapso del punto B en el caso en que el terraplén aumente su humedad. El esfuerzo medio de consolidación,  $p_0^*$  (que define la posición de la curva de fluencia o preconsolidación, LC), está directamente relacionada con la densidad alcanzada por el suelo tras su compactación y posterior sobrecarga por construcción de las capas suprayacentes. Suelos o bases fuertemente compactadas exhiben valores altos de  $p_0^*$ , lo que implica un dominio elástico amplio. Sería el caso del punto representativo de la base (A) para el que no se ha dibujado ninguna curva  $LC_A$ . Estaría muy desplazada hacia la derecha de forma que el punto A reaccionará esencialmente de forma elástica frente a futuros cambios de succión y de esfuerzo.

El esquema de la Fig. 3.5b, que se describe en detalle en las referencias citadas, constituyen un marco útil para discutir los efectos de carga de tráfico (cargas en el esquema de la Fig. 3.5a) y sobre todo los efectos ambientales sobre las bases y terraplenes. En efecto, estas acciones exteriores pueden representarse mediante trayectorias de esfuerzos en el espacio  $(p, q, s)$ . Así, las cargas de tráfico, relevantes en las bases, quedarían representadas por las trayectorias de esfuerzos  $A_0 \rightarrow A_1$  (y las equivalentes, menos intensas  $B_0 \rightarrow B_1$  en el punto B). Los cambios de humedad asociados a evaporación, lluvias o alteraciones de nivel freático implican cambios en la succión. Las trayectorias  $A_0 \rightarrow A_s$  o  $B_0 \rightarrow B_s$  son propias de un secado del suelo. En general implicarán una reducción del volumen por retracción. Indirectamente la succión creciente implica un cambio (aumento) en la rigidez del suelo frente a cambios de esfuerzos como  $A_0 \rightarrow A_1$  o  $B_0 \rightarrow B_1$ . Los aumentos de humedad quedan representados por trayectorias  $A_0 \rightarrow A_h$  o  $B_0 \rightarrow B_h$  (la succión disminuye). El efecto de la disminución de succión en suelos compactados puede ser muy variada (colapso, expansión, cambios de rigidez). En resumen, el estado inicial de las bases y terraplenes compactados quedará definidas por:

- El estado inicial de los esfuerzos (medio, desviador, succión).
- La densidad inicial, que controla la extensión del dominio del comportamiento elástico. En el modelo descrito anteriormente la densidad inicial define el esfuerzo medio de preconsolidación

$p_0^*$ .

- Parámetros iniciales del correspondiente modelo constitutivo del comportamiento del suelo. Algunos aspectos relevantes comunes a muchos modelos o marcos conceptuales de comportamiento de suelos compactados son:
  - El comportamiento elástico
  - El comportamiento en rotura
  - Los cambios volumétricos asociados a cambios de humedad o succión.

Algunos de estos parámetros están a su vez directamente controlados por las variables básicas de compactación. Así, es de esperar que los parámetros elásticos o los cambios potenciales de volumen dependan de la densidad de compactación y de la succión.

### **3.2.3 Succión inicial**

La succión inicial tras la compactación depende, para un suelo dado, de las variables de compactación ( $\gamma_d$ ,  $w$ ). Medidas sistemáticas de succión para diferentes condiciones de compactación proporcionan las tendencias de la variación de la succión. La Fig. 3.6 es un caso típico. Corresponde a una arcilla de baja plasticidad de Barcelona ( $w_L = 32.0\%$ ;  $IP = 16.0\%$ ; y 15 % de partículas menores de 2  $\mu\text{m}$ ).

Cuando el grado de saturación es alto (óptimo de compactación), las curvas de igual succión siguen fielmente las curvas de igual grado de saturación. Esta tendencia se pierde en parte cuando la humedad es baja. En estos casos la succión parece independiente de la densidad alcanzada. Resultados similares han sido publicados por otros autores (por ejemplo, Li, 1995). Delage y Graham (1995) interpretan este resultado en función de la microestructura alcanzada por el suelo compactado.

Los valores absolutos alcanzados por la succión para un estado similar de compactación (por ejemplo el óptimo de Proctor) dependen mucho, sin embargo, del tipo de suelo y en particular de su granulometría y plasticidad. Algunas investigaciones de laboratorio permiten dar una idea de la influencia de la plasticidad en la succión alcanzable en el óptimo de compactación.

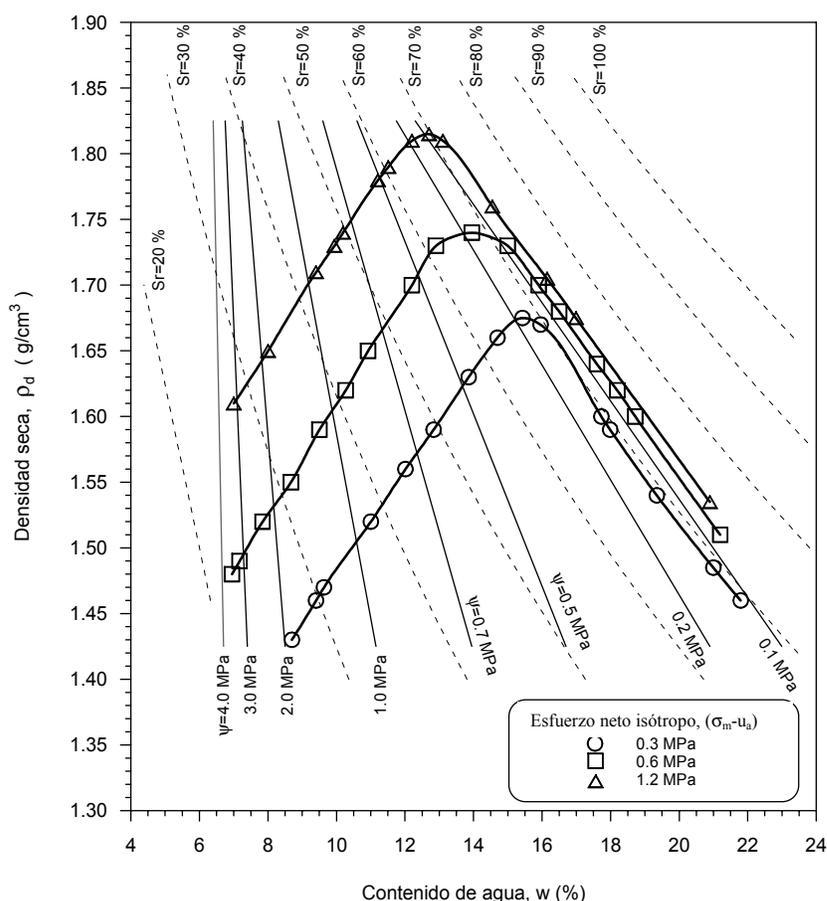


Figura 3.6 Curvas de compactación para tres esfuerzos isotrópicos y contornos de igual succión ( $y$ ) total después de la compactación, para una arcilla de baja plasticidad de la ciudad de Barcelona (Barrera, 2002).

La Fig. 3.7 reproduce la succión matricial medida mediante la técnica del papel de filtro en mezclas de arcilla de Londres y arena bajo diferentes humedades. La energía de compactación está próxima al Proctor modificado. En la figura se han indicado las condiciones correspondientes a la humedad óptima. Se puede apreciar que cambios pequeños de humedad producen variaciones importantes en la succión inicial. Los datos de Marinho y Chandler (1993) con los publicados por Acar y Nyeretse (1992) corresponden a mezclas de montmorillonita, caolinita y arena fina compactadas en el aparato miniatura de Harvard. En este caso la succión se midió mediante psicrómetros y por tanto corresponde a succión total. A pesar de las diferencias en método y energía de compactación y del hecho de

comparar succión total con matricial, está claro que la composición del suelo afecta mucho la succión inicial aunque se trate siempre de puntos óptimos y por consiguiente de un grado de saturación similar.

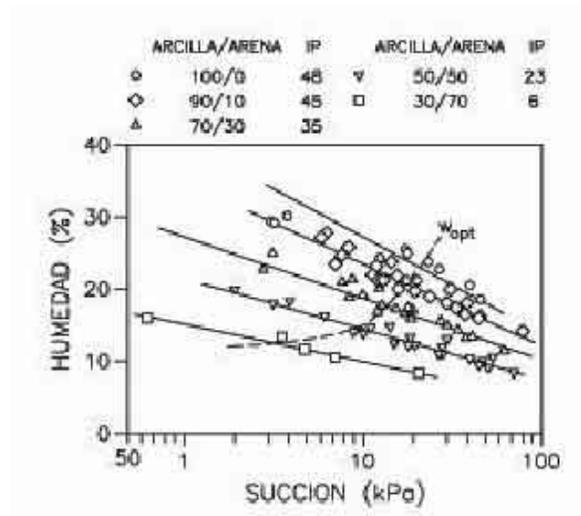


Figura 3.7 Relación entre contenido de humedad y succión para cinco mezclas de suelo (Marinho y Chandler, 1993; mencionado por Alonso, 1998).

### 3.2.4 Efecto de la succión sobre las propiedades del suelo compactado

Se examinan tres aspectos directamente relacionados con el comportamiento y evolución de los firmes: Módulos de deformación, resistencia y cambio de volumen asociado a cambios en la succión. En las bases y subbases existe una cierta homogeneidad en los tipos de material a emplear pero en los terraplenes la variedad es obviamente enorme. En general la información disponible sobre el efecto de la humedad (o la succión) en las propiedades de los materiales de bases y terraplenes proviene de ensayos de laboratorio con o sin control de la succión y del análisis retrospectivo de ensayos de la respuesta de firmes y su correlación con las condiciones de humedad.

#### 3.2.4.1 Módulos de deformación

Se trata de conocer la respuesta del suelo frente a trayectorias como las  $A_0 \rightarrow A_1$  o  $B_0 \rightarrow B_1$  indicadas en la Fig. 3.5b. El módulo de resiliencia,  $M_r$ , se mide en ensayos de carga cíclica como cociente entre el

esfuerzo desviador aplicado y la deformación recuperable (elástica) medida. Estos ensayos cíclicos permiten también estudiar la evolución de las deformaciones permanentes (plásticas) observadas en el curso del ensayo. En estudios no relacionados directamente con firmes es más habitual referirse a modelos elásticos y elastoplásticos. Así, la variación de los módulos elásticos con el nivel de deformación puede proporcionar una información complementaria al módulo de resiliencia. Cuando se trata de deformaciones pequeñas o medias, la columna resonante es un equipo usado con frecuencia. Existe una amplia evidencia de campo que demuestra cómo se incrementan los módulos cuando descende la humedad. Se han publicado también numerosos estudios experimentales realizados en triaxiales cíclicos, sobre el efecto de la humedad de compactación sobre los módulos de deformación.

La succión del agua en el suelo es una variable más apropiada para discutir el efecto de la humedad en el modulo de resiliencia y en las deformaciones permanentes tras la aplicación de carga cíclica. Los resultados de ensayos sobre muestras compactadas tienden a mostrar unos valores umbral de succión por encima de los cuales el incremento de módulo tiende a ser muy lento y a la vez las deformaciones permanentes tienden a un valor constante. En muestras ensayadas por Edris y Lytton (1977) (muestras compactadas por amasado y ensayadas en triaxial cíclico) esta succión crítica varía entre unos 200 kPa para un limo de baja plasticidad (ML) y 600 kPa para una arcilla de alta plasticidad (CH). Resultados similares fueron publicados por Sauer y Monismith (1968). Es probable que este comportamiento esté asociado a la estructura “granular” de agregados de arcilla, típica de las compactaciones por el lado seco. En efecto, las succiones mencionadas anteriormente corresponden a humedades inferiores al óptimo. Se han propuesto diferentes modelos para estimar los módulos de resiliencia en función del estado de esfuerzo. Uzan (1985) efectuó una revisión de las diferentes propuestas. En general  $M_r$  depende tanto del esfuerzo medio como del desviador.

Algunos investigadores (May & Witezak, 1981) encontraron una gran dificultad para armonizar los módulos medidos en laboratorio (triaxial cíclico) con los derivados de análisis retrospectivos de ensayos sobre firmes. En general, los módulos “de campo” superan ampliamente los derivados del laboratorio. Probablemente este resultado refleja la dificultad para comparar módulos a los mismos niveles de deformación. No está claro, sin embargo, cómo se debe introducir el efecto de la succión en las expresiones empíricas que relacionan  $M_r$  con las variables de esfuerzo.

Pappin *et al.* (1992) propusieron unas expresiones para el cálculo de las deformaciones elásticas volumétricas y desviadoras en función de la trayectoria de esfuerzos efectivos. A partir de un ensayo sobre muestra granular (caliza machacada de granulometría bastante continua) a distintos grados de saturación (98%, 93%, 45%) proponen una interpretación en esfuerzos efectivos, incrementando el esfuerzo medio en una fracción de la succión aplicada. Esta fracción coincide en sus ensayos con el grado de saturación. Es decir, el incremento del esfuerzo efectivo medio equivalente a una succión  $s$  sería de  $S_r s$ . De esta forma se interpretaría el efecto de la succión de acuerdo con la expresión de Bishop con un valor del parámetro  $\chi = S_r$ . Esta es también la propuesta de Jin, Lee y Kovacs (1994) para incluir el efecto de la succión sobre el módulo de resiliencia. Sin embargo, es poco probable que este procedimiento sea adecuado en general.

Varias son las metodologías para el diseño de pavimentos, tanto rígidos como flexibles que consideran al parámetro módulo de resiliencia ( $M_r$ ) como la base para la caracterización del comportamiento de suelos y materiales granulares. Es por ello que la selección apropiada del módulo de resiliencia de un material se debe de realizar con sumo cuidado, teniendo en cuenta los factores que en él influyen.

#### **3.2.4.2 Cambios de volumen asociados con la succión**

Se trata ahora de explorar el efecto de trayectorias como los  $A_0 \rightarrow A_s$ ,  $A_0 \rightarrow A_h$ ,  $B_0 \rightarrow B_s$ ,  $B_0 \rightarrow B_h$  indicados en la Fig. 3.5. Bajo un estado de esfuerzo total general (esfuerzo medio y desviador) es de esperar que un cambio de succión genere deformaciones volumétricas y de corte (Lawton, Frigaszy y Hardcastle, 1991). Una descripción razonablemente completa del efecto de los cambios de succión sobre el comportamiento volumétrico de los suelos compactados requiere una interpretación a partir de modelos elastoplásticos generales (Alonso, Josa y Gens, 1993). Sin embargo las deformaciones volumétricas son muy determinantes en muchos casos y sobre ellas existe una amplia información experimental.

Por otra parte el esfuerzo desviador parece afectar poco a las deformaciones volumétricas inducidas por cambios de succión (Lawton *et al.*, 1991; Alonso *et al.*, 1993); son el esfuerzo medio y el cambio de succión las variables de esfuerzo que esencialmente controlan, para un suelo dado y un grado de compactación, los cambios volumétricos.

De los ensayos de colapso por inundación realizados por Barrea (2002), en muestras fabricadas a diferentes condiciones de humedad y densidad (Fig. 3.8) (en la Fig. 3.6 se muestran los contornos de igual grado de saturación y succión total en el plano Proctor), corroboran el hecho de que los suelos a menor densidad son los más propensos al colapso cuando aumenta su grado de saturación ( $S_r$ ) bajo carga constante (ver Fig. 3.9). En la Fig. 3.10, se presenta la influencia de la succión inicial en el fenómeno de colapso, donde observarse cómo el colapso es mayor para el suelo con mayor succión inicial.

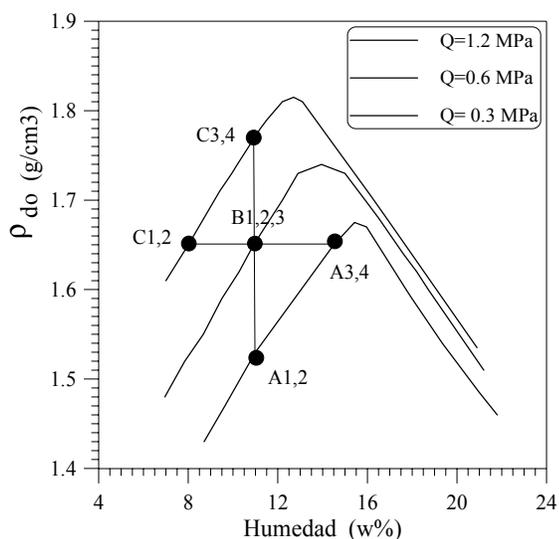


Figura 3.8. Condiciones iniciales de los grupos de ensayos de inundación bajo carga (colapso).

La magnitud de colapso crece inicialmente con el esfuerzo pero lógicamente debe disminuir gradualmente a partir de un máximo correspondiente a cierto confinamiento crítico. En todo caso, y de forma general, el colapso o expansión depende del esfuerzo de confinamiento. Es útil generalizar estas observaciones a todo el plano de compactación. Numerosos autores han publicado mapas de cambio de volumen tras el humedecimiento completo, a partir de las condiciones iniciales de compactación definidas por una pareja ( $\gamma_d$ , w) (Cox, 1978; Escario, 1987; Lawton *et al.*, 1989; Romero, 1999; Barrera, 2002).

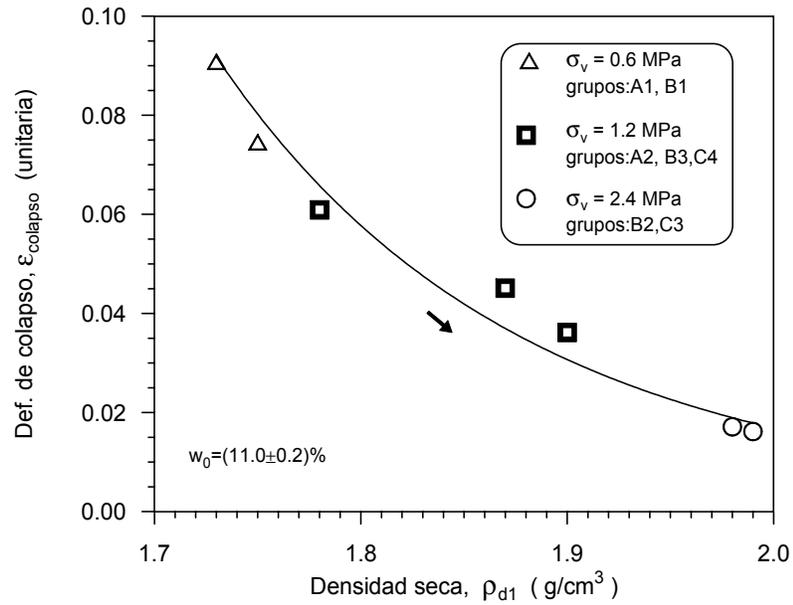


Figura 3.9 Deformación de colapso en función de la densidad seca en el momento de la inundación para muestras con la misma humedad inicial (11%) (Barrera, 2002).

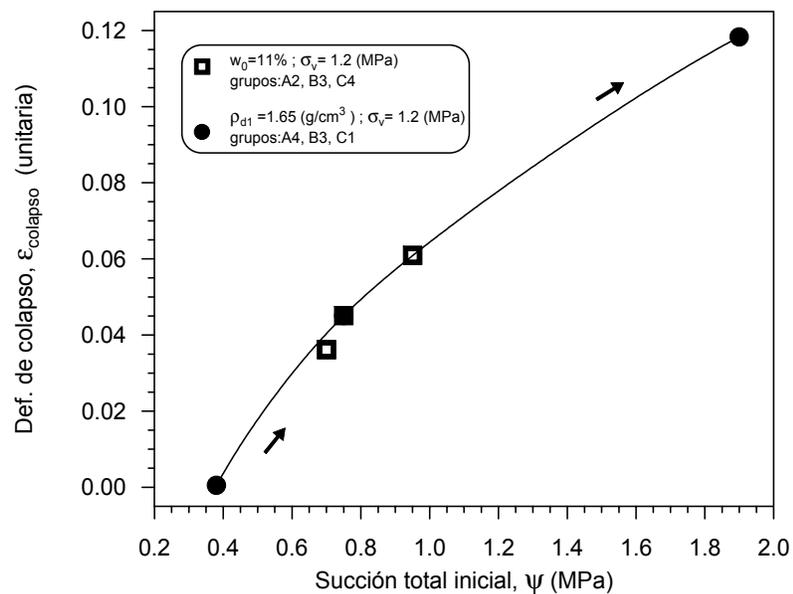


Figura 3.10 Influencia de la succión inicial total ( $\psi$ ) en la deformación de colapso (Barrera, 2002).

Charles *et al.* (1998) reconoce que adoptar como criterio de compactación el 95% de la densidad óptima Proctor no elimina el riesgo de deformaciones en muchos terraplenes. Alonso (1998) confirma que es difícil eliminar los riesgos de cambio volumétrico en suelos arcillosos compactados, por lo que no existe una estrategia segura en suelos arcillosos aunque probablemente se necesitan densidades secas del 100% del óptimo Proctor Normal (PN) para minimizar el riesgo de colapso. En suelos más plásticos o con minerales expansivos las compactaciones del 100% PN pueden conducir a expansiones cuando se satura el suelo.

Así como el colapso es una deformación con fuerte componente irreversible, la expansión al saturar es en buena medida reversible al secar de nuevo el suelo. La aplicación de ciclos de secado y humedecimiento sobre suelos expansivos conduce, sin embargo, a una variación paulatina de la porosidad por acumulación de deformaciones irreversibles. Por ejemplo, la Fig. 3.11 muestra los cambios de volumen medidos en un edómetro con succión controlada bajo  $\sigma_v = 100\text{kPa}$  en función de ciclos acumulados de succión en el rango  $s = 0.2$  a  $1.7$  MPa. Se trata de una arcilla expansiva ( $w_L = 71\%$ ;  $w_p = 30\%$ ;  $\%<\#200 = 97\%$ ;  $\%<2\mu\text{m} = 34\%$ ) compactada a una humedad ( $w = 32\%$ ) y peso específico ( $\gamma_d = 13.4\text{kN/m}^3$ ) en las inmediaciones del óptimo de Proctor Normal ( $w_{\text{opt}} = 33\%$ ;  $\gamma_d = 13.4\text{kN/m}^3$ ). La acumulación de la expansión representada en la Fig. 3.11 se distinguen los componentes elásticos ( $\mathcal{E}^e$ ) y plásticos ( $\mathcal{E}^p$ ) (en secado y humedecimiento) de estos ciclos.

Las deformaciones plásticas tienden a desaparecer con los ciclos pero la deformación elástica, considerablemente mayor, se mantiene. La magnitud de estas deformaciones y su variación con los ciclos de succión depende de la intensidad del ciclo de succión, carga de confinamiento aplicada y condiciones iniciales del suelo. No existen, sin embargo, criterios básicos aplicados para conocer el comportamiento a largo plazo de arcillas sometidas a ciclos de succión. Desde el punto de vista práctico, el hecho de que la retracción y expansión “elástica” se mantengan sugiere que la forma más conveniente de evitar las deformaciones volumétricas es el aislamiento del material potencialmente expansivo de forma que su humedad se mantenga constante.

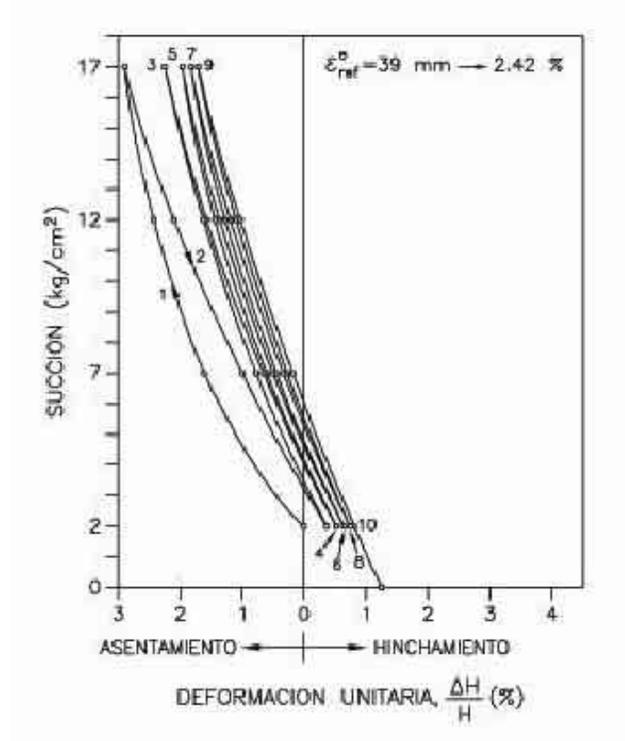


Figura 3.11 Cambios de volumen bajo succión controlada en ensayos con ciclos de mojado-secado.

### 3.2.4.3 Resistencia

La succión incrementa de forma muy notable la resistencia al corte de los suelos. En las últimas décadas, la investigación experimental básica, utilizando equipos de succión controlada, se ha llevado a cabo en aparatos de corte directo (Escario, 1980; Escario y Saez, 1986; Escario, 1990; Gan y Fredlund, 1988) y triaxiales (Delage *et al.*, 1987, Cui y Delage, 1996; Wheeler, 1995; Barrera, 2002). Por otra parte la resistencia de bases y terraplenes de firmes se incorpora indirectamente en la práctica a través de índices, como el CBR, que son una medida de la capacidad de carga bajo las condiciones normalizadas de laboratorio. En carreteras no pavimentadas algunos autores han evocado la influencia de la succión en la capacidad de carga de suelos de varias capas a través de expresiones del análisis habitual de capacidad de carga, reemplazando la cohesión del criterio de Mohr-Coulomb por un valor (incrementado) que depende de la succión. La variación del CBR con las condiciones de compactación sigue las tendencias esperables: aumenta con la densidad y disminuye con la humedad. Así, pueden dibujarse mapas de isolíneas de CBR superpuestas sobre un plano de compactación (Head, 1982). Sin

embargo, es importante conocer las condiciones de humedad reales. Si el ensayo se realiza una vez saturada la muestra, el cambio en la forma de estas isóneas es muy considerable (Escario, 1987). En efecto a succión cero (muestra inundada) el CBR tiende a estar esencialmente controlado por la densidad alcanzada.

### **3.2.5 Pavimentos sobre suelos expansivos o colapsables**

Suelos naturales expansivos existen en amplias zonas geográficas del mundo (Sur de África, Sur de Estados Unidos, India, Medio Oriente, Sur de Europa, Australia, México) caracterizadas por climas áridos, semiáridos o subhúmedos y arcillas de alta plasticidad que con frecuencia contienen minerales expansivos. Sin embargo, debe insistirse en que cualquier arcilla puede resultar expansiva: la expansión depende de la densidad del suelo arcilloso y de su succión inicial. Así, por ejemplo, arcillas sobrecompactadas en terraplenes por debajo de la humedad óptima expandirán por efecto del aumento de humedad. Los pedraplenes formados por rocas arcillosas (argilitas, limolitas), a veces denominadas “evolutivas” tienden a expandir en procesos de humidificación.

Suelos naturales colapsables se han identificado también en amplias zonas geográficas (Argentina, Brasil, Europa Oriental, China, Norte de África, México). Son con frecuencia suelos de tipo loess o bien suelos residuales de alta porosidad. El colapso se produce también tras un incremento de humedad, pero, a diferencia de los suelos expansivos, el colapso requiere un incremento del esfuerzo total de confinamiento del suelo. Los terraplenes son capaces de imponer, por peso propio, estos incrementos de esfuerzo, pero es poco probable que los espesores habituales de firme sean significativos a efectos de colapso. La mayor incidencia del colapso se produce, sin embargo, en terraplenes mal compactados. Este es un fenómeno global, propio de la actividad constructiva y no asociado a condiciones ambientales o geográficas.

Los suelos compactados a densidades bajas (en general por debajo del óptimo) y del lado seco tienden a colapsar al incrementarse la humedad, siempre que tras la compactación se produzca un incremento de los esfuerzos totales de confinamiento.

### **3.2.5.1 Pavimentos sobre suelos expansivos**

La construcción de un pavimento supone, en general, un incremento de humedad de los suelos del terraplén o terreno natural por varios motivos (Alonso, 1998):

- a) Cesa la evapotranspiración de la cubierta vegetal. En climas áridos y semiáridos la transpiración vegetal es responsable del mantenimiento de las succiones en las capas superiores del terreno. La evaporación directa del suelo, aunque es más reducida y confinada a un delgado espesor superficial también queda reducida.
- b) El pavimento, sobre todo si es de concreto hidráulico, permite la entrada fácil del agua a través de las grietas y capas granulares de base.

El incremento de humedad asociado a estos fenómenos hace disminuir la succión original del agua y por tanto tiende a producir la expansión del suelo. La succión de los metros superiores de suelo en climas semiáridos y subhúmedos puede ser muy elevada. Está controlada por muchos factores (clima, tipo de suelo, tipo y densidad de vegetación y posición del nivel freático). Difícilmente, sin embargo, se darán en climas semiáridos condiciones “hidrostáticas” por encima del Nivel Freático (NF). En ausencia de niveles freáticos, con mayor razón aún, la succión puede permanecer alta de forma indefinida. En la Fig. 3.12 se reproducen las variaciones de succión medidas en Gallup, Nuevo México (U.S.A.) en un periodo de 9 meses (McKeen, 1980). En este lugar se puede identificar una capa “activa” de 1.50m sobre un perfil profundo de arcilla con alta succión ( $PF = 4.3$  a  $4.4$ ) superior a la succión de marchitamiento comúnmente aceptada ( $PF = 4.2$ ). El potencial de expansión de un perfil de arcilla, cuando se alteran sus condiciones naturales (incluyendo su cobertura vegetal), está poco relacionado con las medidas estacionales de expansión. En efecto, la vegetación puede mantener succiones elevadas incluso en periodos húmedos y controla la infiltración real hacia capas inferiores. A este respecto son significativas las medidas de expansión a lo largo del tiempo cuando se reemplaza la cubierta vegetal por capas continuas (permeables o impermeables), o bien si simplemente se elimina la vegetación.

La mayor capacidad para humedecer el suelo expansivo de manera irreversible y por tanto para provocar la máxima expansión, se consigue con una capa superficial de arena. Es interesante comprobar que bajo las áreas sin vegetación se produce también un incremento significativo de la humedad (similar al que se obtiene con una cubierta permeable). La expansión es siempre creciente, lo

que implica también un incremento irreversible de humedad. En campo abierto, con vegetación, las expansiones son menores y son visibles los fuertes movimientos estacionales de expansión y retracción. Se deduce que la vegetación, cuyo efecto puede asimilarse a una distribución de sumideros proporcional a la densidad volumétrica de raíces (Picornell y Lytton, 1987) es capaz de mantener succiones significativas en todo momento y además de producir cambios estacionales de humedad dentro de la denominada capa activa.

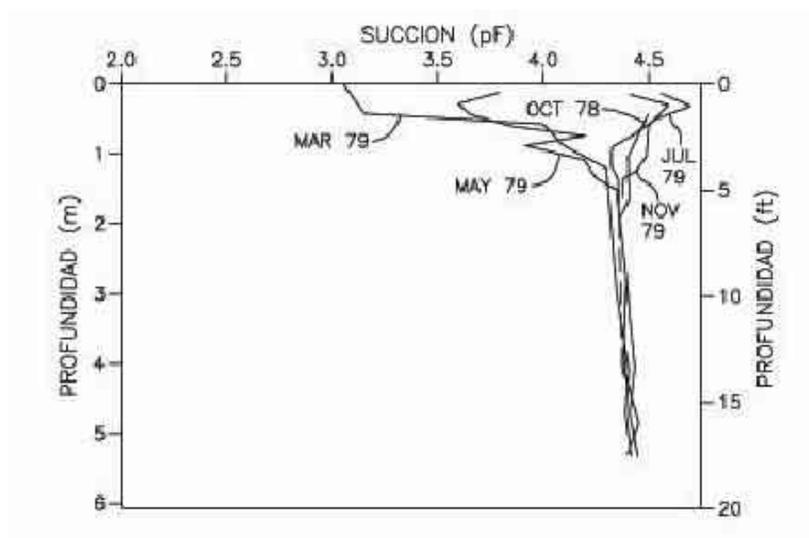


Figura 3.12 Perfiles de succión en Gallup, Nuevo México EEUU (Mckeen, 1980).

Otro aspecto de la expansión en campo son las formas onduladas tipo, que reflejan diferencias de propiedades del suelo entre abombamientos y depresiones. Mckeen (1980) cita longitudes de onda variables entre 1.70 y 5.60m en los casos estudiados. En las carreteras afectadas por suelos expansivos se detectan dos tipos de fenómenos:

- a) Formas onduladas. Parece (Mckeen, 1980) que esta rugosidad exhibe longitudes de onda mayores que las observadas en campo abierto, pero amplitudes menores.
- b) Fenómenos de borde que conducen a agrietamientos longitudinales debido a la mayor inestabilidad del borde en relación con el eje de la calzada.

Se señala también con frecuencia que los conductos de drenaje y los drenes asociadas a ellos son una vía preferente para el incremento de humedad y por tanto para la aparición de movimientos y daños.

Para limitar la acción de los suelos expansivos se han propuesto o utilizado varios procedimientos que se pueden agrupar de la forma siguiente:

- a) Mantener constante la humedad inicial del terreno (técnicas de aislamiento). Humidificar el terreno expansivo y mantener a continuación la humedad constante (técnicas de humidificación y aislamiento).
- b) Sustituir el terreno natural por terreno estable (técnicas de sustitución y pretratamiento (con cal, por ejemplo)).

### **3.2.5.2 Pavimentos sobre suelos colapsables**

A diferencia del carácter potencialmente cíclico de los fenómenos de expansión y retracción, el colapso es un fenómeno irreversible lo que de alguna forma simplifica su tratamiento y estudio. Pero sus efectos pueden ser muy destructivos (deformaciones altas) y se manifiestan en la primera ocasión en que el suelo gana humedad (Fig. 3.13). Los terraplenes mal compactados son un caso relativamente frecuente que se manifiesta en daños del firme y muy singularmente en las transiciones de terraplenes a obras estructurales del pavimento. Delage (1989) ha descrito el caso de un terraplén de acceso a un puente de 8 m de altura construido con limos compactados de baja plasticidad. Los asientos (25cm) se atribuyeron a la insuficiente densidad alcanzada ( $16 \text{ kN/m}^3$  frente a  $19.8 \text{ kN/m}^3$  del óptimo de compactación P.N.) y a la menor humedad (6% frente a 10.5% de humedad óptima).

El humedecimiento del terraplén provino en su mayor parte del ascenso capilar a partir del N.F. situado en su base. Al cabo de 6 meses tras la construcción, el terraplén había alcanzado condiciones hidrostáticas. Uriel (1989) describe otro caso de colapso de un terraplén de autopista de mayores dimensiones (hasta 25m de altura) construido con esquistos meteorizados homogéneos y bien graduados. La densidad alcanzada superó el valor mínimo requerido ( $19 \text{ kN/m}^3$ , muy próximo al óptimo P.N.) pero su humedad se situó claramente del lado seco: en el terraplén se midieron humedades medias de puesta en obra de 4.3 % frente al 9.6% del óptimo. La infiltración procedente de lluvias motivó un asiento continuo a lo largo de los años. En 4 años se midieron asientos de 55cm sin que se alcanzara su estabilización.



Figura 3.13 Colapso de un terraplén (Alonso, 1998).

Es conveniente para entender el comportamiento de estos suelos introducir la succión del agua como una variable de esfuerzo independiente. Algunas cuestiones importantes relacionadas con la succión son: su valor inicial tras la compactación, su influencia sobre el estado inicial de esfuerzos y su papel para modificar la rigidez (volumétrica y de corte), deformabilidad remanente y resistencia de los materiales de bases y terraplenes. Todos estos aspectos se han presentado adoptando como referencia conceptos recientes para entender y formular al comportamiento constitutivo de suelos no saturados.

Un aspecto interesante es el establecimiento de criterios de compactación que conduzcan a un suelo esencialmente estable en volumen frente a futuros cambios de humedad. La compactación por el lado seco tiene siempre un riesgo asociado de cambio de volumen. Las energías en torno al Proctor Normal no evitan en muchos casos el colapso al humedecer. Las energías cercanas al Proctor Modificado sobre suelos arcillosos conducen con frecuencia a condiciones de expansión. Son más seguros los contenidos de humedad óptimos e incluso superiores. Un buen criterio práctico debe especificar tanto la densidad como la humedad a partir de una caracterización previa mediante ensayos.

### **3.3 Empleo de materiales hasta ahora descartados**

#### **3.3.1 Introducción**

Quizá la mayor innovación de los que se han venido denominando clásicamente como “terraplenes”, y que ahora en adelante posiblemente debería designarse bajo una denominación mucho más genérica como “estructuras térreas” en obras lineales, es el cambio radical en su idea conceptual originaria, en el sentido de reorientarlas hacia su fin último, cual es obtener una plataforma en cota ejecutable, estable, con deformaciones admisibles y durables, dejando de contemplar los materiales que las constituyen como casi el objeto primordial de la cuestión.

Eso significa que la atención ya no se dirige tanto al análisis de los materiales y su puesta en obra, si no a exigir que el resultado que se obtiene cumpla con el objetivo último perseguido por la obra: que el tránsito sobre la misma se produzca en las condiciones de *seguridad* y *funcionalidad* oportunas al servicio de que se trate.

Si en el comienzo de la que podríamos denominar como “ingeniería geotécnica vial” casi se restringía la atención a las propiedades intrínsecas de los materiales utilizados (granulometría, plasticidad, etc.), poniendo unos altos niveles de exigencia en su calidad, en la actualidad se pretende esencialmente que el “material” tenga las propiedades geotécnicas suficiente para garantizar que su comportamiento sea satisfactorio, al margen del material utilizado para la construcción de la obra de tierra.

Además de los avances tecnológicos, de limitado alcance, y de los teóricos, tampoco muy profundos, quizás esa idea básica en la concepción de este tipo de obras de tierra ha sido impulsada por las necesidades que las obras plantean. El volumen de tierra que en la actualidad se mueve en las obras de infraestructura ha crecido de modo inconmensurable, y tanto desde el punto de vista económico, como del medio ambiental, es ineludible tener que utilizar los materiales disponibles en el entorno próximo, comenzando por los provenientes de las excavaciones propias de la obra.

Si antes se descartaban gran cantidad de suelos por no cumplir unos criterios bastantes rigurosos (caso de las arcillas plásticas, por ejemplo), hoy es estrictamente necesario su empleo, pues de lo contrario, y al margen de consideraciones económicas, se multiplicarían los volúmenes de vertederos y de

préstamos y canteras, con el gran impacto ambiental que ello supondría. Y más aún, en esa misma línea, en la actualidad se debe abogar por utilizar también otros materiales, no naturales, producto de desecho industrial, con objeto de conseguir la sinergia que supone no sólo disminuir la necesidad de préstamos, sino sobre todo buscar un emplazamiento eficaz, útil, no impactante, a esos materiales que de otra forma se destinaría a vertedero.

Hay que decir en todo caso, que éste importante cambio de tendencia no ha sido algo brusco, sino que se ha venido produciendo de modo gradual, y que se a su vez ha sido posible por el aumento tanto del conocimiento teórico del comportamiento de los materiales compactados, como por la puesta a punto de nuevos métodos de control, y de avances en la tecnología de la maquinaria de movimiento de tierras y compactación.

Quizás uno de los resultados prácticos de mayor trascendencia, se tiene como ejemplo, la nueva redacción del artículo PG3 (Terraplenes) ha entrado muy recientemente en vigor para Obras de Carreteras del Ministerio de Fomento Español, y cuya mayor novedad es la gran ampliación estatuaría que se hace de la gama de materiales térreos regulados, hasta la actualidad teóricamente proscritos, así como el enfoque básico desde el que se contemplan estas obras de tierra, ya señalados en los primeros epígrafes.

Como es lógico, la utilización de suelos de comportamiento geotécnico más difícil de acotar y predecir (que podríamos englobar bajo la denominación común de “materiales no convencionales”) ha llevado consigo a adoptar nuevas técnicas para su ensayo y control, así como incorporar otros parámetros geotécnicos en su evaluación. Entre ellos, cabe hacer mención especial a la humedad, y en concreto al grado de saturación, de tan alta relevancia cuando se trata de suelos finos de media y alta plasticidad. Asimismo, la deformabilidad se añade de forma directa a las exigencias de calidad.

Cabe también destacar la inevitable ascensión del dominado “control por procedimiento”, que ha tenido que ganar importancia precisamente porque el empleo de grandes volumen de materiales “no convencionales” lleva consigo que no sean prácticos los sistemas clásicos de control de calidad.

### **3.3.2 Tendencias de las características de los materiales**

Al hablar de los materiales con los que se construyen las estructuras de tierra bajo el nombre de terraplenes, su tendencia se basa en dos grupos de características. Uno de ellos formado por aquellas que son propias del material, que se califican como características intrínsecas, y que no dependen del grado de compacidad con que se coloque: granulometría, límites de Atterberg, y composición (materia orgánica y contenido de solutos). El otro grupo de características está formado por aquellas que dependen de la densidad y de la humedad de la muestra. Aquí se encuentran la expansión y el colapso.

En cuanto a estas últimas un material para terraplén para ser clasificado como tolerable o de calidad superior, debe tener una deformación de colapso inferior al 1 % y una expansión inferior al 3 %. Para ser considerados como suelos marginales, la expansión libre debe ser menor del 5 %.

Una labor que debe desarrollar nuestra comunidad técnica, en particular los dedicados al proyecto y construcción de obras lineales, comprobar la idoneidad de estas especificaciones, que permitan la máxima utilización de materiales con comportamiento idóneo de las obras en que se utilizan.

Respecto a lo anterior, cabe mencionar que el espíritu que ha inspirado contemplar una doble vertiente: ampliar muy sustancialmente la gama de los posibles materiales a utilizar, y paralelamente incrementar la aplicación de los conocimientos y avances técnicos disponibles para su concepción, proyectos, ejecución y control. Desde la primera perspectiva, la normativa presenta altas exigencias impuestas a las características intrínsecas de los suelos a utilizar, en donde trata de imponer una alta calidad a los “materiales”, en contra de exigir al “producto” el comportamiento necesario para garantizar los objetivos esenciales últimos de la estructura de tierra, como son: ejecutabilidad, estabilidad, deformabilidad y durabilidad (Escario, V. 1986-1987; mencionado por Sopeña, 2002).

Al tener que conjugar la imperiosa necesidad de emplear suelos proscritos ya que de lo contrario se harían inviables en la práctica las grandes obras lineales hoy demandadas, tanto por su incremento de costes, en particular los relacionados al transporte, como por la enormes repercusiones medioambientales asociadas a los grandes préstamos y vertederos, con la seguridad de que se construirían terraplenes de suficiente calidad y aceptable comportamiento, ha sido necesario introducir criterios más técnicos relativos tanto a los parámetros a exigir como a los procedimientos de control.

El empleo de los suelos de peor calidad geotécnica, lleva consigo la necesidad de ser mucho más riguroso tanto en el estudio de su comportamiento geotécnico, como en la técnica de puesta en obra, tipo de parámetros a controlar, ensayos a realizar, umbrales a exigir, y criterios de aceptación. En definitiva, se trata de aumentar el impulso tecnológico aplicado en el diseño, construcción y control de las obras de terraplén, incorporando una gama mucho mayor de materiales a emplear, introduciendo conceptos más avanzados relativo a lo no homogeneidad de los rellenos, utilizando las técnicas de puesta en obra apropiadas así como eventuales tratamientos complementarios, a la vez que incorporando nuevas técnicas y criterios de control.

De ese modo, se deja la puerta abierta a la utilización casi de cualquier material, con la única condición final de que el producto obtenido satisfaga el objetivo esencial del terraplén: el tránsito de vehículos con las condiciones de funcionalidad vial y durabilidad exigidas.

### **3.3.3 Materiales naturales: suelos marginales**

Desde la perspectiva general de ampliar al máximo posible la gama de materiales en la construcción de terraplenes, se propone una nueva clasificación para las obras de carreteras incluyendo cuatro tipos de suelos de posible utilización, modificando algo los anteriormente ya denominados *Seleccionados*, *Adecuados* y *Tolerables*, y añadiendo como principal novedad el grupo fundamental de los suelos denominados *Marginales* (Escario, 1986; Sopeña, 2000).

Estos materiales son aquellos que no cumplen las condiciones de los otros tres grupos, esencialmente por sus características de ser excesivamente arcillosos y plásticos, por el contenido de yeso y otras sales, o por el contenido de materia orgánica. El función del cual es la caracterización esencial que define su comportamiento específico, se distinguen los suelos expansivos, colapsable, los suelos con yeso, los que contienen otras sales y aquellos con materia orgánica (Jiménez Salas, J.A., Justo Alapañés, J.L., Romana, M. y Franco, C., 1973; Day, R.W., 1994 y Delgado, 1986; mencionado por Sopeña, 2000).

Por otra parte y muy directamente relacionado con las aplicaciones de esos suelos, se distinguen en el terraplén cuatro zonas diferentes: corona, núcleo, espaldones y cimientó. Estableciendo para cada uno

el tipo de suelos utilizables, junto a sus condiciones y exigencias fundamentales. Es decir, se trata de buscar a cada suelo su posible utilización particular, en función del comportamiento que deba tener en cada zona o parte del relleno. Otra posibilidad es de recurrir a lo que podríamos llamar “núcleos no homogéneos”, en el sentido de que se dispongan capas o niveles intercalados de distintos materiales, constituyendo una estructura heterogénea, en la que cada capa cumpla una misión concreta, utilizándose para ello un determinado tipo de material. Se trata de estructuras mixtas (tipo sándwich), donde se intercalan distintas capas, que mezclan a su vez tanto materiales térreos naturales, como industriales (geosintéticos), con misiones diferenciales (Sopeña, 2000).

También la utilización de materiales no naturales, como son los suelos tratados con cal, (Sopeña, 1999), con objeto de rigidizar el comportamiento global de la estructura térrea creada por la utilización de arcillas plásticas húmedas.

Por otro lado, los suelos denominados inadecuados, son los únicos que se excluyen para cualquier tipo de uso, y comprenden aquellos que no quedan clasificados en los otros cuatro grupos, así como las turbas y otros que puedan resultar insalubres.

### **3.3.4 Criterios de empleo**

#### ***3.3.4.1 Criterios particulares de empleo***

El criterio selectivo general de utilización de determinados tipos de suelos en determinadas zonas del terraplén, y con determinadas condiciones específicas, ya indicado anteriormente, se basa en que la función específica de cada zona del terraplén necesita un material que cumpla determinados requisitos de modo especial (más capacidad portante, más resistencia a la erosión, más impermeabilización, etc.). Pero cuando se trata del empleo de materiales especiales, entre los que cabe contemplar sin duda con mayor importancia los que se designa como *marginales*, se requieren algunas especificaciones en su uso, con objeto de hacer frente al tipo de comportamiento geotécnico más o menos singular que en cada caso tienden a mostrar.

En general, ante el empleo de uno de esos suelos (marginales), debe plantearse un estudio que contemple los aspectos tales como: determinación de las propiedades que caracterizan al suelo,

influencia de las mismas en sus diferentes usos dentro de la obra, parámetros de resistencia y de deformación, cuidados, disposiciones constructivas, y prescripciones en su utilización. Por ejemplo, en suelos colapsables se propone que no se usen en coronación y ni espaldones, y se compactará del lado húmedo. Algo similar para los suelos expansivos, cuya utilización se proscribe si la expansión libre supera el 5 %. Por lo que se requiere ser inevitable, por lo menos, realizar ensayos apropiados para caracterizar el comportamiento del suelo compactado, sobre todo si es sensible a los cambios de humedad. Al menos, se deben verificar, con muestras compactadas en laboratorio, y aún con inalteradas, los cambios volumétricos que experimenta el suelo con las variaciones de humedad, para distintos grados de saturación inicial, distintas energías de compactación, etc.

Con relación a los suelos salinos, su empleo se limita a determinadas zonas según la proporción presente. Además, hay que tener muy en cuenta que el producto obtenido debe ser lo más compacto e impermeable posible, y estar alejado o protegido de la acción de las aguas.

Para los suelos con materia orgánica, se establecen limitaciones no sólo de la zona donde es posible su empleo, teniendo en cuenta la proporción que contienen de la misma (hasta un 20 %), y además en función de la altura máxima del terraplén, debido a que los asentamiento derivados de su carácter orgánico están relacionados íntimamente con su espesor, aumentando con él.

#### **3.3.4.2 *Parámetros a controlar***

Con un significado intrínseco, en lo que se refiere a la estructura de los suelos finos compactados se ha puesto de manifiesto de modo muy explícito la cuestión relativa a la humedad, y en concreto al grado de saturación, que es el verdadero parámetro que mide el estado y proporción del agua en el suelo. En ese sentido, como se dijo, como verdadero parámetro de estado del material compactado, se adopta el clásico de la densidad seca, añadiendo el estado de humedad, pero a través del grado de saturación. El otro parámetro que se habilita utilizar en general como exigencia es la deformación, evaluada a través de ensayos de carga, estableciendo valores mínimos para el módulo de deformación.

El criterio de aceptación, queda referido a un área del diagrama intrínseco humedad–densidad seca que corresponda al suelo utilizado, siendo válidos los estados que queden comprendidos entre ambas

isolíneas de grado de saturación y por encima de la densidad seca mínima establecida. Se insiste en que el grado de saturación, como proporción de huecos con agua y huecos con aire, es el que mide la respuesta del suelo en relación al contenido de agua, al margen de la densidad seca a la que corresponda. En todo caso, es importante recordar que deben acometerse estudios específicos en cada caso, que justificarán oportunamente la utilización del material, su localización dentro del terraplén, y las condiciones y exigencias de puesta en obra.

Además como una característica muy trascendente, la propuesta habilita la posibilidad de “salirse” del marco normativo, brindando la alternativa de que sea debidamente justificado y documentado, donde se puedan variar las condiciones y exigencias en ella impuestas, así como emplear “cualquier material”, siempre que el producto obtenido cumpla satisfactoriamente las condiciones básicas del relleno compactado: ejecutabilidad, estabilidad, deformabilidad y durabilidad.

Así pues, no se trata tanto de imponer la concepción y ejecución de esta unidad de obra de tierras, sino de establecer un mínimo marco teórico de referencia, que contemple quizás los casos más comunes, dentro de las especificaciones que ya estos materiales llevan de forma intrínseca en su comportamiento, y que sirva de guía para abordar los estudios particulares en los que justificar el empleo de la gama más amplia posible de materiales.

### ***3.3.4.3 Suelos compactados. Algunos principios básicos de su comportamiento***

La compactación de tierra quizás la actividad geotécnica constructiva de mayor importancia que se realiza en el mundo, se basa en el efecto que se induce en el esqueleto sólido del suelo aumentando la presión intergranular, por medio del incremento que el compactador empleado infiere sobre aquél.

Si bien es Proctor (1933) quien puso a punto sus famosos ensayos de compactación en laboratorio, bastantes años antes, en la construcción del pantano de la Sotonera en Huesca, ya se seguía una técnica de control muy similar, apisonando las tierras en un molde y midiendo la “concentración” obtenida.

Aparte de las características intrínsecas del suelo (granulometrías y plasticidad, básicamente), los parámetros fundamentales que gobiernan la compactación son la humedad, la energía suministrada (por

unidad de volumen); sin olvidar el tipo concreto de forma en que dicha energía se origina. Para la determinación de comportamiento de los suelos compactados, debe añadirse la trascendental “estructura” o microestructura de su fabricación.

Cabe recordar, que la compactación es uno 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, terrenos naturales, etc. 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 es indispensable 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. 3.14 y 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. 3.14a, 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. 3.14b, 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. 3.14c), debido al bajo contenido de agua.

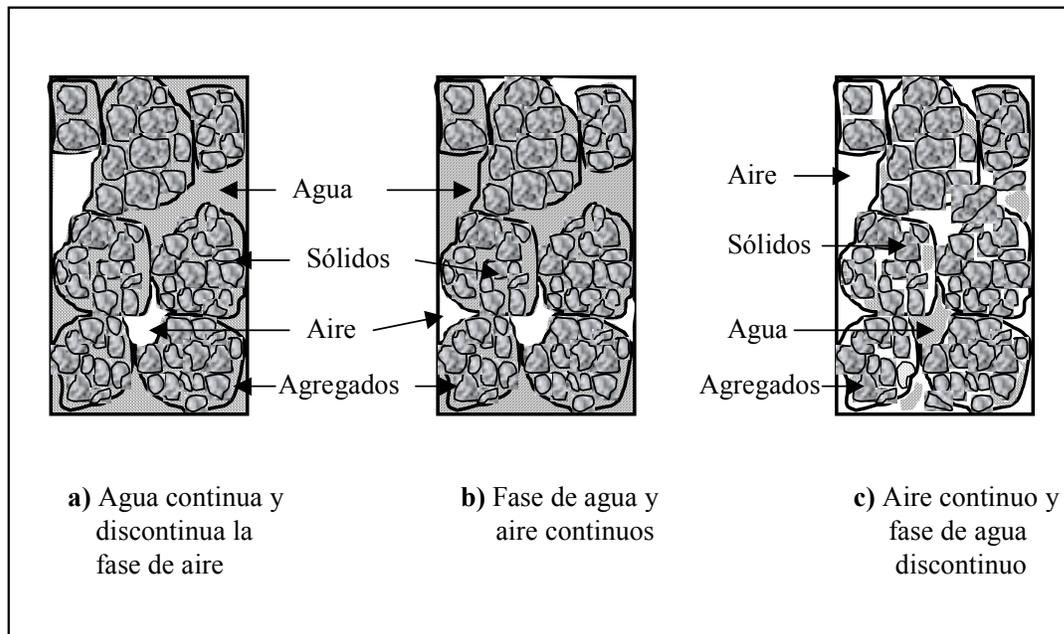


Figura 3.14 Estructuras de suelos compactados.

Seed y Chan (1959), examinaron el comportamiento esfuerzo-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 esfuerzo-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 expansión 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 expansión 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 expansión si el suelo esta a un a 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 esfuerzo y succión anteriores a la etapa de humedecimiento se requiere diseñar ensayos apropiados.

Visto desde un punto de vista cualitativo, la respuesta a posteriori de los suelos compactados ante los cambios de humedad, que tanta trascendencia tiene en el comportamiento postconstructivo de los

terraplenes, no podría ser entendido al margen del concepto de “succión” y de las teorías desarrolladas en la actualidad sobre suelos no saturados (Alonso *et al.*, 1987, Alonso *et al.*, 1990).

Los materiales compactados se encuentran en un estado de humedad que corresponde a grados de saturación inferiores al 100 %, en el cual el agua se encuentra a una presión *negativa*, inferior a la atmosférica, por efecto de los meniscos, y cuya diferencia con la misma se denomina “*succión*”. Ello implica que se desarrollan unos esfuerzos internos en el esqueleto sólido, que infieren un efecto de compresión mientras dure el estado no saturado. Y la variación de esos esfuerzos internos con los cambios de humedad (disminuyen con el aumento de éstas, hasta llegar anularse en la saturación completa) es un hecho básico en el comportamiento del suelo compactado (suelos no saturados).

De ahí que se han desarrollado modelos constitutivos de comportamiento en los últimos años para describir el comportamiento de estos suelos, uno de ellos es el desarrollado en la Cátedra de Mecánica de Suelos de Barcelona (Alonso, E., Gens, A. y Josa, A., 1990; Gens, A. y Alonso, E., 1992). Dicho modelo constitutivo para los suelos no saturados, ofrece una perspectiva para la compresión integral del comportamiento de los suelos compactados, como han puesto de manifiesto dichos autores. La aplicación de estos modelos elastoplásticos, tienen en cuenta los efectos estructurales del suelo compactado: cuanto más seco está el suelo, mayor es la succión, el efecto de rigidización, y por tanto la presión aparente de preconsolidación frente a cargas externas.

Las variables de estado que se manejan en esos modelos (esfuerzo y succión, entre otras), se pueden poner en correspondencia con los parámetros que habitualmente se manejan en la compactación (densidad, humedad, energía), permitiendo la modelización del suelo compactado, que a su vez será el producto obtenido con una determinada energía y humedad inicial.

Sin entrar en detalle, que pueden verse en las referencias antes mencionadas, en el modelo BBM (Barcelona Basic Model), se establece la forma de ligar esas variables de estado con las clásicas de la compactación (densidad–humedad). Mediante dichos modelos se pueden hacer predicciones y conociendo cómo ligar los parámetros de estado de esos modelos con los de la compactación, es posible por lo tanto variar las condiciones de la misma para conseguir, lo más real, que el comportamiento del producto sea el deseado y perseguido.

De ese modo, se invierte la clásica trayectoria lógica seguida en el planteamiento de las obras de rellenos compactados, y en lugar de exigir propiedades intrínsecas a los materiales, el proceso puede comenzar por analizar el comportamiento global del terraplén con el modelo (desde el punto de vista de la estabilidad, deformabilidad a corto y largo plazo y de los cambios de humedad), evaluando el rango de parámetros que resultan válidos, y de ahí relacionados con los más directamente ligados (deformación, succión) a los de compactación (humedad, densidad) del material disponible para la obra, estableciendo los valores exigibles y la metodología para obtenerlos (humedad de compactación, energía y tipo de maquinaria, etc.).



## CAPÍTULO 4 ESTABILIDAD DE TALUDES

---

### 4.1 Estabilidad de los taludes

#### 4.1.1 Introducción

En el estudio de la estabilidad de taludes se abordan fenómenos de estado último o de rotura de masas de suelo. El “agente” externo responsable de la inestabilidad de una fuerza de masa: el peso y eventualmente los efectos de filtración a los que debe añadirse, generalmente como factor secundario, posibles cargas externas.

La preponderancia de las acciones gravitatorias condiciona, sobre todo, la definición de seguridad frente a rotura. En el caso de una cimentación superficial, el cálculo de la carga de hundimiento, para unas características dadas del terreno, tiene un sentido obvio. De acuerdo con él, la propuesta de un factor de seguridad como cociente entre carga de rotura y carga de servicio, parece una elección razonable. Sin embargo, en el caso de la estabilidad ligada a una fuerza de masa tiene quizá poco sentido el cálculo de la “fuerza de masa de rotura”. Existen por supuesto, alternativas que cuantifican la seguridad de taludes frente a rotura, el cual es un problema difícil, con abundantes ambigüedades y lejos aún de alcanzar, en la práctica, un “status” satisfactorio.

La determinación de las condiciones de estabilidad de laderas naturales es un objeto importante de los estudios de riesgo geológico. En ausencia de intervención humana, la frecuencia e importancia de los deslizamientos del terreno suele ir ligada a zonas de relieve montañoso, a la intensidad y duración de precipitaciones (y efectos asociados a ellas: erosión en cauces) y a ciertas formaciones litológicas especialmente sensibles a los movimientos. Como ejemplo, muchas laderas disponen sin duda de un escaso margen de seguridad frente a movimiento, margen que se agotará preferentemente con ocasión de un fenómeno hidrológico extraordinario a consecuencia de la acción simultánea de una erosión de pie y una elevación generalizada de niveles piezométricos. Las técnicas de reconocimiento geológico-geomorfológico son de gran ayuda para identificar zonas movidas y para estimar cuantitativamente los riesgos de deslizamiento.

La determinación cuantitativa de índices de riesgo o seguridad exige sin embargo el empleo de técnicas y modelos propios de la Mecánica de Suelos o de las Rocas. El desarrollo de modelos de cálculo es solo una parte del problema y, en general, cuando se trata de laderas naturales, habrán de integrarse los estudios y aportaciones geológicas y geomorfológicas con técnicas de análisis, predicción y corrección, en su caso.

La construcción de obras públicas exige además, frecuentemente, la ejecución de desmontes y terraplenes cuya estabilidad ha de asegurarse. En algunas estructuras singulares como son las presas de tierra, comprobación de la estabilidad de sus paramentos de aguas arriba y aguas abajo es lógicamente un aspecto fundamental del proyecto. Otras estructuras como son los muelles portuarios o en general los muros de contención deben comprobarse frente a rotura por estabilidad global del conjunto (muros propiamente dicho, terrenos de cimentación, etc.). Los modelos que se han desarrollado para el cálculo de la estabilidad son aplicables a todas estas situaciones aunque en el caso de terraplenes, rellenos o presas de tierra, la geometría (externa e interna) es más simple y mejor conocida y se posee generalmente un conocimiento más correcto de las propiedades del terreno, lo que hace en principio más fiable el análisis de estabilidad.

En cualquier parte de la superficie terrestre la gravedad “empuja” continuamente los materiales hacia niveles inferiores. Los problemas que presenta la estabilidad de taludes, tanto naturales como excavados, han sido objeto de análisis en varios dominios de la actividad humana y con especial atención en los incluidos en la ingeniería civil. El término más comúnmente usado para designar los movimientos producidos en los taludes es el deslizamiento. Dicho término, de acepción muy extendida, implica movimientos de taludes formados por diferentes clases de materiales (roca, suelo, rellenos artificiales o combinaciones de los mismos) a través de una *superficie de rotura* determinada. Dada la diversidad de inestabilidad que se producen, para más adecuado utilizar el término *movimiento de taludes*, para englobar todos los tipos de rotura que puedan sufrir éstos.

Diversos aspectos, casi siempre complementarios, de la estabilidad de taludes pueden encontrarse en la literatura técnica y congresos especializados en los campos de la Geología Aplicada, Mecánica de Rocas y Mecánica de Suelos. Son los métodos de “equilibrio límite” (menos rigurosos que la estricta aplicación de la teoría de la plasticidad), los que históricamente se han utilizado desde los años 20 para

abordar la estabilidad de taludes. Con el tiempo, estos métodos adquirieron potencia y flexibilidad para adaptarse a las complejas condiciones de geometría interna y régimen hidráulico que a menudo aparecen en el estudio de taludes y son por ello mayoritariamente empleados, especialmente en dos dimensiones (deformación plana).

## 4.2 Influencia del tipo de material

La naturaleza intrínseca del material mantiene una estrecha relación con el tipo de inestabilidad que puede producirse, condicionando y pudiendo estimarse de antemano la susceptibilidad de cada material, a que se desarrolle un movimiento determinado. Los terrenos en los que se producen los movimientos, pueden dividirse en tres grupos:

- Macizos rocosos
- Suelos
- Materiales de relleno

El primer grupo se identifica con los medios rocosos, en los que existen una serie de *discontinuidades* naturales antes de iniciarse un movimiento. Los suelos constituyen un *agregado de partículas sólidas* con diferente grado de consolidación, que pueden desarrollarse “*in situ*” formando una cobertura de los macizos rocosos o bien pueden haber sufrido un cierto transporte. Como materiales de relleno se consideran los *depósitos acumulados* debido a la realización de determinadas obras o actividades, generalmente compuestos de materiales heterogéneos. Sobre los diversos grupos actúan una serie de factores controladores, cuya interrelación origina que se produzcan uno u otro tipo de movimiento.

### 4.2.1 Medios rocosos

La distinta naturaleza de las rocas que forman los macizos rocosos implica una problemática determinada en su comportamiento ante la estabilidad de taludes. Un macizo rocoso constituye un medio *discontinuo* que esencialmente se compone de bloques sólidos separados por discontinuidades. A partir de esta definición, se puede deducir que las propiedades esfuerzo–deformación de los macizos rocosos son de naturaleza anisótropa.

El comportamiento de un macizo rocoso, generalmente depende de las características de las discontinuidades (estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidad, líneas de debilidad, etc.) que presenta, así como de la litología de la roca matriz y su historia evolutiva. En las discontinuidades ha de considerarse el tipo y origen, distribución especial, tamaño y continuidad, rugosidad, naturaleza del relleno, presencia de agua, etc.

De la roca matriz ha de conocerse su naturaleza, características resistentes, meteorización, alterabilidad, etc. Generalmente los diferentes tipos de rotura que se producen en los medios rocosos siguen superficies preexistentes, aunque cuando los macizos están fuertemente fracturados pueden desarrollarse nuevas superficies de corte, similares a las producidas en suelos. El conocimiento del conjunto de características mencionadas constituye el paso previo en el análisis de estabilidad de taludes naturales y diseño de desmontes a excavar en medios rocosos.

#### **4.2.2 Suelos**

Las diferencias de comportamiento que presentan estos materiales frente a los rocosos, se deducen de su definición como: conjunto de partículas sólidas, sueltas o poco cementadas, más o menos consolidadas, de naturaleza mineral, fragmentos de roca, materia orgánica, etc., con fluido intersticial rellenando huecos y que han podido sufrir transporte o desarrollarse *in situ*. El comportamiento de las masas de suelo se asemeja al de un medio continuo y homogéneo. Las superficies de rotura se desarrollan en su interior, sin seguir una dirección preexistente. Básicamente suelen diferenciarse estos materiales atendiendo a su génesis:

- *Transportados*: coluviones, aluviales, glacial, etc.
- *Desarrollados in situ*: eluviales.

Existen definiciones de tipo gradacional desde el punto de vista de la ingeniería civil, así:

- *Derrubios*: generalmente superficiales con alto contenido en material grueso.
- *Depósitos de barro*: compuesto por materiales con poco gruesos y cuya fracción más fina puede oscilar entre arenas no plásticas y arcillas de alta plasticidad.

La dinámica de estos materiales depende de las propiedades y características de sus agregados. Habrá que considera:

- Tamaño, forma y grado de redondez de las partículas más gruesas.
- Proporción del contenido en arenas y/o arcillas.
- Contenido en agua del suelo y situación del nivel freático, etc.

Toda esta serie de características confieren a los suelos una resistencia intrínseca que constituye el factor dominante de su estabilidad. Cuando se desarrollan superficies de rotura en el contacto suelo-roca, las características de la estrecha franja del contacto difieren de las generales del suelo.

### **4.2.3 Rellenos**

Se agrupan bajo esta denominación todos aquellos depósitos artificiales, realizados por la demanda de ciertas actividades, como construcción de obra civil (terraplenes, presas de tierra, etc.) o bien como cúmulo de materiales de desecho, sobrante, etc. (vertederos y escombreras). Las consideraciones técnicas del comportamiento de estos rellenos tienen una gran semejanza con el de los materiales tipo suelo. Los movimientos que se producen siguen la pauta de los que tienen lugar en los suelos, desarrollándose a través del material, según una superficie no determinada previamente.

Dicho comportamiento puede modificarse en determinados casos, cuando las características de los materiales en contacto difieran considerablemente. Tal es el caso de los terraplenes a media ladera, en los que pueden producirse movimientos en el contacto de los materiales que constituyen el núcleo y cimientamiento del terraplén respectivamente. También pueden existir movimientos condicionados por materiales de distintas características, en el caso de presas de tierra con núcleos inclinados, vertederos no controlados, etc.

## **4.3 Tipos de movimientos**

La inestabilidad de taludes se traduce en una serie de movimientos, que pueden ser clasificados en base a distintos criterios. Este apartado recoge los tipos de movimientos que se originan con mayor

frecuencia, de acuerdo con los mecanismos que se producen en diferentes materiales y los intervalos de tiempo en que tienen lugar. Cuando los movimientos producidos son complejos y combinación de varios tipos, pueden conjugarse los términos más sencillo para su compleja definición. La fase de reconocimiento y clasificación del tipo de movimiento es de una gran importancia ya que pueden condicionar el análisis y conclusiones de control y estabilización del mismo.

### **4.3.1 Desprendimientos**

Se define como desprendimiento, una masa separada de un talud (desmonte, acantilado, etc.) mediante una superficie de corte normalmente pequeña y cuyo recorrido se realiza en gran parte, a través del aire (Fig. 4.1).

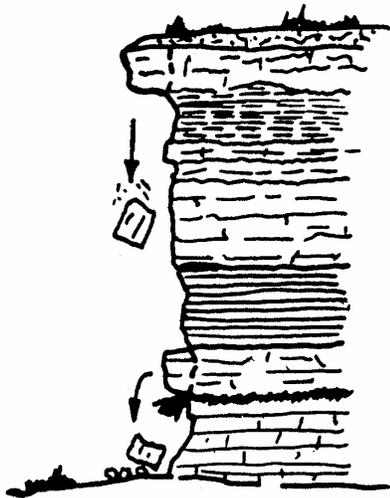


Figura 4.1 Desprendimientos

Frecuentemente estas inestabilidades afectan a bloques aislados, aunque también a masas rocosas, originando en este caso movimientos de terrenos con resultados catastróficos. Estos fenómenos suelen producirse en zonas constituidas geológicamente por alternancias sedimentarias de capas resistentes y débiles. Los mecanismos que pueden conducir a estas inestabilidades, generalmente sucesivos y complementarios, son: meteorización o extrusión de capas blandas, concentración de presiones en el borde y rotura por flexotracción.

Las posibilidades de que se produzcan estas inestabilidades por descalce vienen condicionadas por una serie de factores como: fracturación, buzamiento de la serie estratigráfica, inclinación del terreno y disposición respecto al buzamiento, resistencia comparativa de los estratos más rígidos, potencia relativa de los estratos resistentes respecto a los estratos menos competentes, etc.

Existe una gran variedad de formas resultantes de los mecanismos que originan la inestabilidad: basculamiento de bloques, rotura por su base, deslizamiento de un estrato, etc. (Fig. 4.2) (Ayala, 1984). Los fragmentos originados presentan varios recorridos, pudiendo el material caer libremente, saltar o rodar, dependiendo de la inclinación del talud (Fig. 4.3). Según el tipo de mecanismo que produzca los desprendimientos, la velocidad con que se desarrollan varían. Una vez originada la grieta de tracción, suelen desarrollarse de forma rápida afectando a los materiales que han quedado formando cornisas o voladizos.

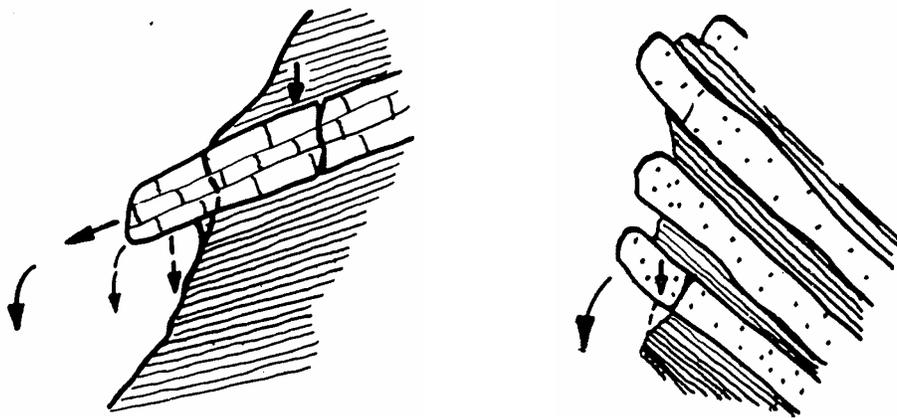


Figura 4.2 Algunas inestabilidades de bloques por descalce (Ayala, 1984)

### 4.3.2 Vuelcos

Estos movimientos implican una rotación de unidades con forma de columna o bloque sobre una base, bajo la acción de la gravedad y fuerzas ejercidas por unidades adyacentes o por inclusión de agua en las discontinuidades. Este tipo de movimientos puede culminar en otros tipos, desprendimientos,

deslizamientos, etc., dependiendo de los aspectos geométricos del material involucrado según la distribución de las discontinuidades.

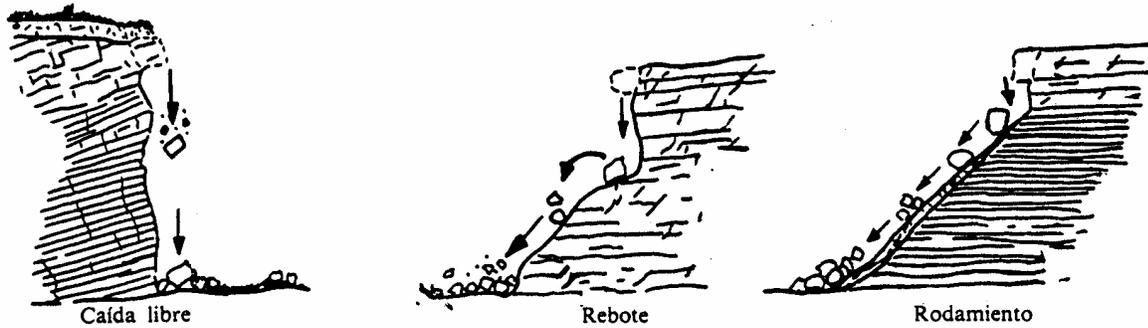


Figura 4.3 Trayectorias

Los vuelcos se pueden considerar exclusivos de medios rocosos, condicionados por la disposición estructural de los estratos (hacia el interior del talud) y un sistema de discontinuidades bien desarrollado. Existen variedades de estos movimientos como:

*A) Vuelco por flexión*

Tiene determinadas características que le confieren cierta singularidad entre los vuelcos. Se desarrolla bajo un mecanismo pseudocontinuas del material, individualizado en columnas, debido a una serie de movimientos acumulados a lo largo de las discontinuidades (Fig. 4.4). Cuando se desencadena el movimiento, por transmisión de la carga en el pie del talud, el mecanismo progresa hacia el interior del macizo rocoso, originando grietas de tracción con profundidad y anchura variables.

*B) Vuelco de bloques*

Es característica de aquellos macizos rocosos que contienen sistemas de discontinuidades ortogonales, dando lugar a una geometría de columnas divididas en bloques. El empuje sobre los bloques inferiores origina su desplazamiento y una vez producido, el movimiento progresa hacia la parte superior del talud. Cuando las columnas menos esbeltas son desplazadas hacia fuera del talud, por la carga que efectúan las ya giradas, se reinicia el proceso (Fig. 4.5).

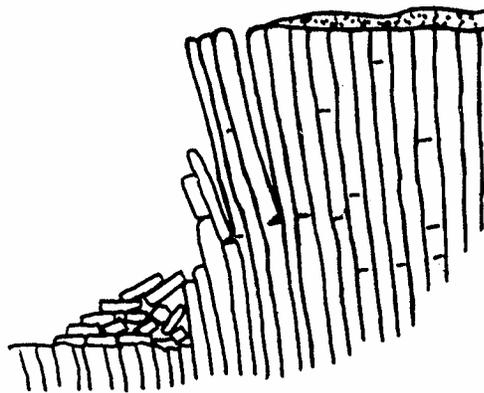


Figura 4.4 Vuelco por flexión.

### C) *Vuelco mixto*

Es un caso que participa de las características de los dos anteriormente descritos. Se produce cuando los bloques son alargados, debido a flexiones en el pie del talud e intermovimientos relativos de las distintas unidades (Fig. 4.6).

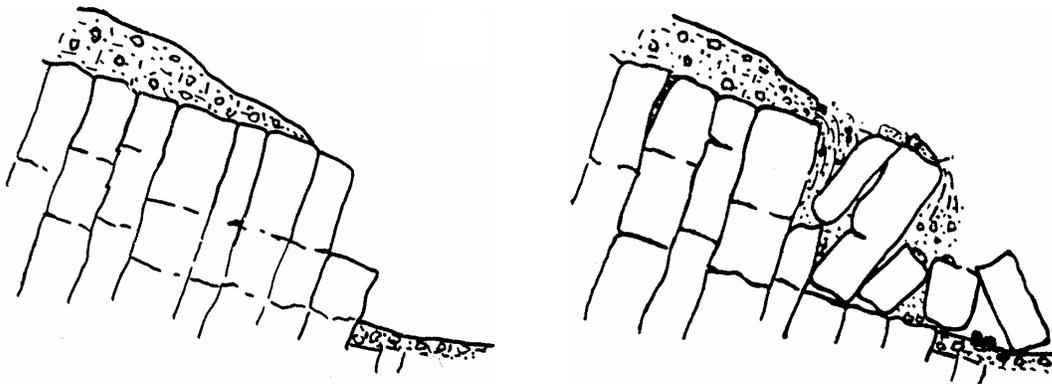


Figura 4.5 Vuelco de bloques.

### 4.3.3 Deslizamientos

Son movimientos que se producen al superarse la resistencia al corte del material y tienen lugar a lo largo de una o varias superficies o a través de una franja relativamente estrecha del material. Generalmente las superficies de deslizamiento son visibles o pueden deducirse razonablemente. La

velocidad con que se desarrollan estos movimientos es variable, dependiendo de la clase de material involucrado en los mismos. El movimiento puede ser progresivo, produciéndose inicialmente una rotura local, que puede no coincidir con la superficie de rotura general, causada por una propagación de la primera.

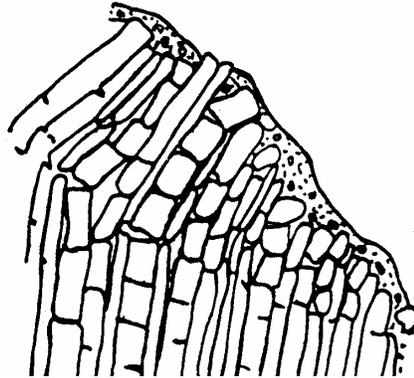


Figura 4.6 Vuelco mixto.

La masa desplazada puede deslizar a una distancia variables de la superficie original de rotura, solapándose con el terreno natural y marcando éste una superficie de separación bien definida. Sobre los flancos y superficie sobre la que se produce el movimiento se originan estrías indicativas de la dirección del movimiento.

#### **4.3.3.1 Deslizamientos rotacionales**

Tiene lugar a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular y cóncava (Fig. 4.7). El movimiento tiene una naturaleza más o menos rotacional, alrededor de un eje dispuesto paralelamente al talud (Fig. 4.7).

La salida de las superficies circulares sobre las que se produce la rotura puede originarse en tres partes diferentes del talud, según las características resistentes del material, altura e inclinación del talud, etc. (Fig. 4.8).

- a) Si la superficie de rotura corta al talud por encima de su pie, se denomina superficie de rotura de talud.

- b) Cuando la salida se produce por el pie del talud y queda por encima de la base de dicho talud, recibe el nombre de superficie de rotura de pie de talud.
- c) Si la superficie de rotura pasa bajo el pie del talud con salida en la base del mismo y alejada del pie, se denomina superficie de rotura de base de talud.

La velocidad de estos movimientos varía de *lenta* a *moderada*, teniendo gran influencia la inclinación de la superficie de rotura en el pie del deslizamiento.

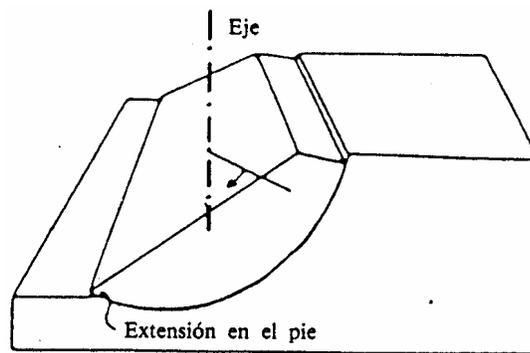


Figura 4.7 Rotura típica con forma cilíndrica.

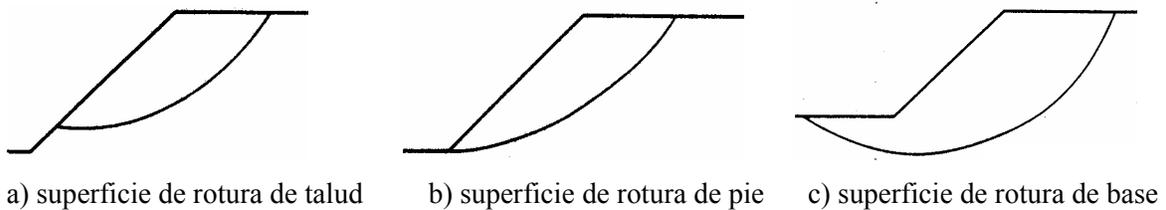


Figura 4.8 Diferentes superficies circulares de rotura.

#### 4.3.3.2 Deslizamientos traslacional

Este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia fuera y abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada, con pequeños movimientos de rotación (Fig. 4.9 y 4.10). Comúnmente el movimiento de la masa deslizada hace que éste quede sobre la superficie

original del terreno. Los deslizamientos traslacionales están controlados por discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasas, fallas, etc.), influyendo la variación de la resistencia al corte entre estratos de diferente naturaleza, diferente grado de meteorización, distintos tipos de relleno en discontinuidades, etc. Generalmente se desarrollan en macizos rocosos, con discontinuidades bien marcadas (Fig. 4.9 y 4.10). Generalmente en los deslizamientos de tipo traslación el movimiento se produce de forma rápida.

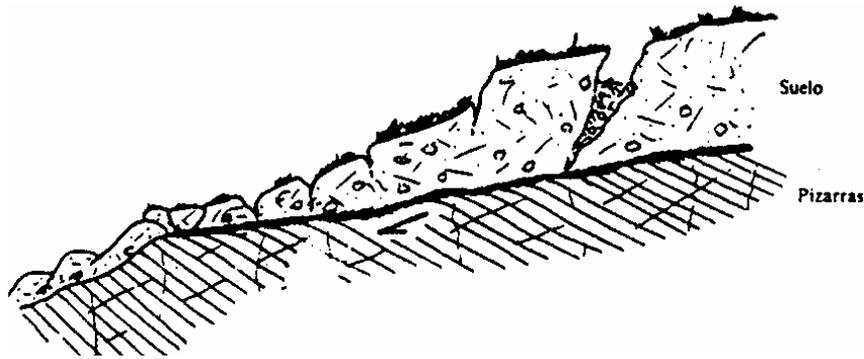


Figura 4.9 Deslizamiento de traslación en el contacto suelo-roca.

#### **4.4 Factores condicionantes y desencadenantes**

En el análisis de los movimientos es de primordial importancia el reconocimiento de los factores que condicionan la estabilidad de los taludes y aquellos otros que actúan como desencadenantes de los movimientos. El conocimiento de ambos factores permite una evaluación del peligro existente y, por tanto, las medidas necesarias para evitar o corregir los posibles movimientos. La susceptibilidad de que se produzcan movimientos en los taludes está condicionada por la estructura geológica, la litología, las condiciones hidrogeológicas y la morfología propia de un área determinada.

Una variación de algunos de los condicionantes mencionados, producida por causas naturales o debido a la actividad humana, puede traducirse en un incremento o disminución del esfuerzo de corte cuyo efecto inmediato desencadena la inestabilidad de una masa de terreno. La gran variedad de

movimientos en los taludes es reflejo de la diversidad de factores que pueden originarlos. Se describen a continuación algunos de los factores más importantes que influyen en la estabilidad de los taludes.

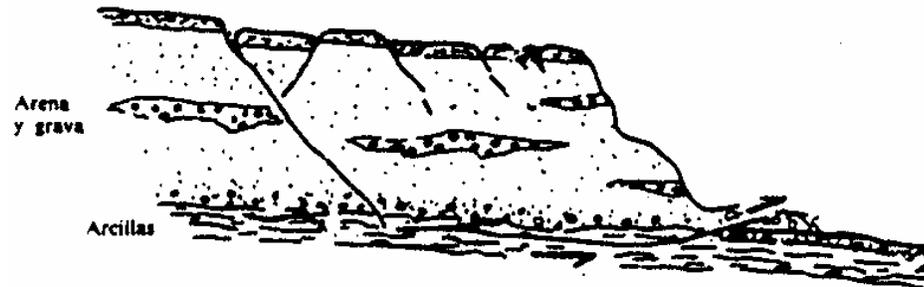


Figura 4.10 Deslizamiento de traslación en suelo

#### 4.4.1 Factores naturales

Fundamentalmente constituyen factores condicionantes cuando se trata de agentes que integran la meteorización, siendo los agentes erosivos los que tienen una mayor incidencia como factores desencadenantes, así como los fenómenos de carácter tectónico que influyen en la corteza terrestre.

Las áreas con una determinada climatología o ciertas condiciones de sismicidad y vulcanismo, constituyen entornos más proclives a que se desarrollen factores condicionantes y desencadenantes de los movimientos, respectivamente.

El agua constituye el agente natural de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidades. Dada las diversas formas con que se presenta en la naturaleza, se describen los efectos que produce según su procedencia:

- a) *Ríos*: Las corrientes de agua con su poder erosivo y transporte constituyen un gran factor desencadenante, tendiendo a conseguir el perfil de equilibrio de las laderas de los valles por los que discurren. Pueden actuar de forma continua con desigual importancia, según la intensidad de la corriente, produciendo socavones en el pie del talud, que disminuyen o eliminan su soporte en la base e incrementan el esfuerzo de corte en los materiales.

- b) *Aguas subterráneas*: Se consideran como tales, las corrientes y niveles subterráneos y el agua distribuida en el interior de la red de fracturación de un macizo rocoso o de forma intersticial en los suelos, que condicionan la estabilidad de los mismos. Ejercen una serie de disoluciones y otros cambios físico-químicos en el terreno, que disminuyen las características resistentes del mismo. La absorción del agua de infiltración produce una continua expansión y contracción de los suelos, en periodos alternantes de lluvias y sequías, que varía las características resistentes de los mismos. Cuando el agua se halla confinada puede producir subpresión en los materiales suprayacentes. Puede originar la licuefacción de suelos arenosos por un aumento de la presión intersticial, debido a bruscos cambios en el nivel freático. Cuando discurre entre las discontinuidades, aumenta la presión entre las mismas y actúa como lubricante según el contenido en minerales arcillosos.
- c) *Lluvia*: Constituye un factor desencadenante de inestabilidades, contribuyendo a aumentar la acción de diversos factores condicionantes: meteorización, acción de las aguas subterráneas, etc. El impacto de las gotas de lluvia sobre los suelos salpicaduras que levantan y dejan caer las partículas, tendiendo a transportarlas hacia niveles inferiores de la vertiente. Consecuentemente, se origina una removilización superficial de los suelos, que puede disminuir la capacidad de infiltración del mismo, al taponar las partículas movidas las aberturas naturales del suelo. Cuando se trata de materiales cohesivos, se puede dar una absorción de agua por los minerales arcillosos y producirse una expansión de los mismos, incrementándose las presiones efectivas del terreno.

*La sismicidad y vulcanismo* constituyen factores desencadenantes de grandes deslizamientos, pudiendo ocasionar daños graves. Cuando ocurre un sismo se generan una serie de vibraciones, que propagan como ondas de diferentes frecuencias. La aceleración, vertical y horizontal asociada a esas ondas origina una fluctuación del estado de esfuerzos en el interior del terreno afectando al equilibrio de los taludes. Así se puede producir una perturbación de la trabazón intergranular de los materiales, disminuyendo su cohesión. Los volcanes en actividad llevan asociados movimientos sísmicos de características específicas en cuanto a su intensidad, frecuencia, etc.

#### **4.4.2 Actividad humana**

El desarrollo de los países incluye un conjunto de actuaciones adecuadas a crear una infraestructura que permita el progreso de los mismos. Destacan los sectores dirigidos a procurar los recursos naturales y aquéllos que permitan los servicios necesarios para su transformación y distribución. Dos de las parcelas más importantes son la minería y las obras civiles. La actividad humana que se deriva constituye una de las causas con mayor incidencia en los movimientos de taludes. Aunque éstos generalmente tienen consecuencias de menor entidad que los producidos por causas naturales, a veces producen daños de mayor cuantía.

*Las excavaciones*, constituyen uno de los factores más extendidos, debido a la necesidad de las mismas en las obras civiles (desmontes, túneles, etc.). Necesitan de un detallado estudio que garantice la estabilidad de los taludes creados. Producen una variación del estado de equilibrio del terreno, traduciéndolo en subsidencias, descalses de potenciales superficies de deslizamiento, desequilibrio de masas, etc.

*Las voladuras*, su efecto inmediato son los derivados de las características de la onda que se propaga y de los gases que se originan. Pueden actuar como desencadenantes de los movimientos, condicionado y disminuyendo la estabilidad de los macizos rocosos.

*Las sobrecargas*, son el resultado del incremento de peso, debido a diversos tipos de construcciones, sobre el terreno natural. Así, la construcción de rellenos y terraplenes, acopios de materiales de diverso índole, etc. También puede producirse por el peso del agua infiltrada en el terreno, como consecuencia de fugas en conducciones, alcantarillado, canales, depósitos, etc.

#### **4.5 Efecto del agua en los materiales y en su estabilidad**

La presencia de agua en los materiales que constituyen los taludes da lugar a efectos negativos en la estabilidad de los mismos por las siguientes razones:

- La presión de agua reduce la estabilidad del talud, disminuyendo la resistencia a la rotura de determinadas superficies; la presión de agua en las grietas de tracción reduce la estabilidad incrementando las fuerzas que tienden al deslizamiento.
- Los contenidos altos de humedad dan lugar a un incremento en el peso del terreno; los cambios del contenido de humedad de algunos materiales pueden dar lugar a procesos rápidos de meteorización, con el consiguiente efecto en la estabilidad del talud.
- El agua congelada durante el invierno puede dar lugar a aperturas de discontinuidades, como consecuencia de los cambios de volumen que experimenta, y a bloquear los conductos de drenaje incrementando la inestabilidad.
- La escorrentía superficial y la lluvia producen la erosión externa de los materiales, sobre todo de los blandos.
- El flujo del agua bajo la superficie del talud puede ocasionar la erosión del terreno y del relleno de fisuras y grietas, afectando también a las condiciones de estabilidad.
- En el caso de que las presiones intersticiales del agua presente en los materiales alcancen el valor de las presiones totales puede tener lugar la licuefacción en materiales no cohesivos, al anularse las presiones efectivas. Esto se produce bajo determinadas circunstancias con sollicitaciones dinámicas.
- La presencia de agua en los materiales que forman los taludes puede inducir cambios en la composición mineralógica de los mismos.

En general, la presencia de agua en los taludes se traduce en la reducción de su estabilidad. En el caso de los macizos rocosos, la estabilidad se ve especialmente afectada por la presencia de agua en las discontinuidades.

#### **4.5.1 Presiones intersticiales**

La presencia de agua en el interior del talud da lugar a la aparición de *presiones intersticiales* que pueden ser conocidas a partir de la red de flujo establecida. La masa de suelo puede quedar dividida en dos zonas con presión intersticial negativa y positiva, siendo la línea de separación entre ambas el nivel freático en el que la presión de agua es igual a la atmosférica. Las presiones negativas ocurren en la *zona de capilaridad*, inmediatamente superior al nivel freático. La potencia de esta zona varía con el tamaño de las partículas, siendo mayor cuanto menor es el tamaño de grano (a excepción de las

arcillas). Las presiones intersticiales negativas incrementan los esfuerzos efectivos, mejorando las condiciones de estabilidad; su medida se puede llevar a cabo, por mencionar alguno, con tensiómetros.

Generalmente, la existencia de estas presiones negativas no se toma en consideración en los estudios de estabilidad de taludes. El cálculo de las presiones intersticiales es generalmente complicado, pudiendo hacerse a partir del modelo de red de flujo obtenido para el terreno, o a partir de medidas directas con piezómetros.

Cuando el agua esta presente únicamente en una superficie de discontinuidad o en una grieta del talud, se pueden asumir unas distribuciones de presiones sobre estos planos que ayudan a resolver las ecuaciones de equilibrio del sistema. En ocasiones la presión de agua puede quedar caracterizada mediante el coeficiente de presión intersticial ( $r_u$ ). Este coeficiente mide, en definitiva, la altura alcanzada por el agua en un talud, viniendo dado por:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z}$$

Donde:

$u$  = presión intersticial

$\gamma$  = peso específico del suelo

$z$  = profundidad considerada

Para el caso de  $u = 0$ ,  $r_u = 0$ .

El máximo valor de  $r_u$  se obtiene para el caso de talud totalmente saturado. La ventaja de la utilización de  $r_u$  en los cálculos de estabilidad de taludes estriba en su rápida asociación a una altura determinada del nivel freático.

#### 4.5.2 Resistencia al corte de los materiales

En muchos tipos de suelos arenosos, gravas y en la mayoría de las rocas duras, las propiedades friccionantes y cohesivas no se ven afectadas en gran manera por la presencia de agua, siendo la presión intersticial, y no el contenido en agua, la causa de esta reducción en la resistencia de los materiales. Por lo contrario, en suelos cohesivos, el contenido en humedad puede variar

considerablemente la fricción y la cohesión. En suelos no saturados existen diversas relaciones y el ángulo de rozamiento interno con la succión ligada a cada nivel de humedad. Conforme va estando el suelo seco, mayor es la resistencia. Esta es la razón por la cual la mayoría de los ensayos de resistencia que se efectúan lo son sobre muestras saturadas previamente, a fin de obtener valores conservadores en cualquier caso.

El comportamiento resistente de los suelos saturados viene regido en gran medida por las condiciones de drenaje durante el proceso de la carga. Si la permeabilidad del suelo es suficientemente baja (caso de las arcillas) la presión de agua que se genera a medida que se produce la aplicación de la carga no se disipa, debido a que el agua no ha tenido el tiempo suficiente para drenar. En ese caso, puede considerarse que el volumen de agua en el interior del suelo permanece constante durante el proceso de carga (condiciones no drenadas). La presión de agua generada juega entonces un papel importante a la hora de estudiar la estabilidad a corto plazo. El principio de los esfuerzos efectivos establecido por Terzaghi dice que la resistencia de un suelo depende del esfuerzo efectivo ( $\sigma'$ ) definido como la diferencia entre el esfuerzo total aplicado al suelo y la presión del agua.

Por otra parte, si la aplicación de la carga se produce muy lentamente o la permeabilidad del suelo es alta, (arenas) las presiones de agua tienen tiempo para disiparse al mismo ritmo que se va aumentando la carga y al final del proceso el incremento de presiones de agua remanente será prácticamente nulo. En estas condiciones el incremento del esfuerzo efectivo coincide con el incremento del esfuerzo total. Para que se puedan disipar las presiones de agua debe permitirse el flujo (drenaje) del agua. Se consideran condiciones drenadas aquellas en las que la disipación de las sobrepresiones de aguas generada por la carga es total. Lógicamente, aún tratándose de suelos poco permeables, a largo plazo las condiciones de estabilidad estarán definidas por la resistencia del suelo en condiciones drenadas.

#### **4.6 Caracterización geotécnica**

El diseño de taludes ha sufrido en los últimos años nuevos enfoques. Por un lado ha aumentado considerablemente la altura alcanzada, por otro se han introducido condicionantes ambientales que suelen predominar sobre los estrictamente económicos o geomecánicos. Aunque en rocas masivas sanas u homogéneamente cementadas pueden adoptarse taludes prácticamente verticales. Por otra parte

en rocas muy alteradas o suelos cohesivos, sobre todo en presencia de agua, la estabilidad exigirá taludes tan rebajados que es obligado recurrir a contenciones o drenajes para limitar la ocupación en planta.

Los estudios de impacto ambiental ponen mucho énfasis en trincheras abiertas y taludes suaves que favorezcan el crecimiento de vegetación, aunque con los actuales métodos de hidrosiembra y revegetación puede llegarse a los 45° o superiores.

Es necesario reconocer que la información geotécnica disponible para el proyecto de la construcción de taludes suele ser muy limitada. Generalmente se exigen un sondeo como mínimo por un corte de talud importante, salvo cuando se trata de uno de gran longitud. Por otra parte hay que reconocer las limitaciones de la geología de superficie para una definición suficiente de la estructura de los macizos rocosos a cortar.

La prospección geofísica es bastante útil para determinar espesores de terreno suelto o alterado pero da muy limitada información respecto a las características geomecánicas y estructurales. Es frecuente el empleo de la prospección sísmica para estudiar los cortes en roca. En principio habría que pensar que, en un corte de cierto desarrollo, lo lógico es prever diversas inclinaciones de talud, de acuerdo con la naturaleza del terreno. No obstante los proyectos tienden a unificar taludes en cada corte, no solo por las limitaciones de los programas de trazado, sino por las dificultades de definición en planta, dibujo de perfiles transversales, etc.

Normalmente los mayores problemas en fase de construcción se derivan de una incompleta caracterización de las condiciones hidrogeológicas y de la no detección de zonas débiles, generalmente asociadas al paso de fallas, zonas muy fracturadas, etc. en las que suelen concentrarse las inestabilidades. Especial atención debe prestarse al marco geológico cuando es posible la existencia de deslizamientos fósiles o zonas potencialmente inestables. Por supuesto uno de los problemas mas difíciles es asignar valores de resistencia a las juntas por las que pueden deslizar cuñas o bloques.

La definición de los niveles de agua esperables en la masa de un talud tropieza con grandes dificultades, sobre todo por la estacionalidad de los mismos, con oscilaciones apreciables entre épocas

de lluvia o de sequía. Por otra parte hay que admitir que la realización de unos pocos ensayos puntuales, sobre muestras de sondeos, difícilmente puede caracterizar la complejidad de propiedades de un macizo rocoso. Por otro lado, sería interesante excavar la parte central del corte de un talud como frente de observación y ensayo a escala real, con lo que se conocerían los problemas antes de llegar al perfil definitivo, pudiendo introducirse las oportunas correcciones sobre las previsiones de proyecto.

Las modificaciones de un talud terminado suelen suponer apreciables movimientos de tierra, ya que el acceso y desplazamiento de la maquinaria requiere amplias plataformas de trabajo.

#### **4.6.1 Diseño de taludes**

Aparte de las variaciones en planta hay que tener en cuenta que rara vez el terreno admite una pendiente única de talud, ya que las zonas superiores suelen estar más sueltas (menos densas) o alteradas. Por otra parte son frecuente, sobre todo en formaciones sedimentarias, las alternancias de niveles competentes con otros degradables o blandos, lo cual llevaría a taludes de perfil mixto (Fig. 4.11), rara vez contemplados en proyecto (sobre todo por la falta de información estratigráfica) y relativamente difíciles de construir.

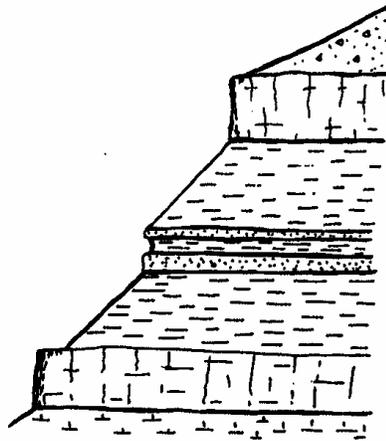


Figura 4.11 Perfil mixto por alternancia de capas de distintas formaciones.

Normalmente el proyecto de taludes debe analizar la estabilidad frente a las tipologías de movimiento más probables, dentro de las cuales son típicas las siguientes:

- Deslizamientos planos (bloques, cuñas, etc.)
- Deslizamientos rotacionales
- Vuelcos de estratos
- Desprendimiento de bloques
- Flujo y coladas

Sus características han sido mencionadas en párrafos anteriores. Uno de los problemas todavía no resueltos es el del establecimiento del coeficiente de seguridad a exigir a los taludes de obras viales, lo cual está en parte asociado al tipo de movimiento y al sistema de cálculo. En principio podrían proponerse valores del orden siguiente (Tabla, 3.1).

Tabla 3.1 Factores de Seguridad para diferentes obras viales (Rodríguez, O., 2000).

Tipo de vía	F
Carreteras secundarias	1.25
Carreteras principales cuando la inestabilidad supone un riesgo	1.30
Moderado para los usuarios cuando el riesgo es elevado	1.35
Ferrocarriles de alta velocidad	1.40

Estos coeficientes suponen que se está operando con valores de los parámetros resistentes próximos a los característicos, lo cual es muy difícil de asegurar, salvo en el caso de análisis retrospectivo en los que puede determinarse la resistencia real. Si la caracterización geomecánica es deficiente desde el punto de vista geostadístico parece razonable no adoptar coeficientes de seguridad inferiores a 1.5.

#### **4.6.1.1 Métodos empíricos**

Las clasificaciones geomecánicas presentan un considerable atractivo para estimar las condiciones de estabilidad de macizos rocosos en sus diversas aplicaciones a túneles, taludes, cimentaciones, etc. Existen una serie de índices como el Q de Barton y el RMR de Bienieawki, donde se han extendido para el caso de taludes, entre ellas se puede citar el *Mining Rock Mass Rating* (MRMR) de Laubscher (1977), desarrollada por Haines y Terbrugge (1991), el *Slope Mass Rating* (SMR) de Romana (1985), etc. Detalles de los cuales se encuentran en la bibliografía.

En general estas clasificaciones incluyen una serie de parámetros relevantes para la estabilidad como son:

- Resistencia de la roca sana
- Fracturación, expresado por el RQD
- Número de familias de juntas
- Espaciamiento de las juntas
- Naturaleza y estado de las juntas
- Orientaciones estructurales
- Condiciones hidrogeológicas y climáticas
- Esfuerzos naturales
- Grado de alteración
- Influencia del método de excavación
- Antecedentes de inestabilidad en la formación estudiada

Otra aproximación empírica es la derivada de la observación de taludes artificiales o naturales en las mismas formaciones geológicas en que se va a realizar el corte. Normalmente se establece un marco geomorfológico sobre el que superpone factores locales como la presencia de agua, accidentes geológicos, etc.

Por último hay que señalar una fuerte tendencia a asignar taludes medios o típicos a determinadas formaciones geológicas de las que existe suficiente experiencia práctica. Uno de los primeros intentos fue el de Rico y Del Castillo (1976) para cuatro intervalos de altura desde < 5 m hasta más de 15 m.

Son también reconocidas las recomendaciones para taludes graníticos en el área de Hong Kong (Brand & Hudson, 1982, mencionado por Rodríguez, 2000). Es curioso como han ido variando los criterios con la sucesiva experiencia, desde una inclinación única hasta una modera consideración de la altura.

#### 4.6.1.2 Taludes en suelos y roca blanda

La caracterización geotécnica no suele ser muy complicada salvo en lo referente a las condiciones hidrogeológicas. Existen numerosos ábacos que facilitan la dimensión en terrenos homogéneos (Taylor, Jambu, Hoek & Bray, etc.). En terrenos estratificados es habitual la simulación mediante elementos finitos. Sin embargo son muchos los factores que pueden dar lugar a fallos en la obra:

- Optimista evaluación de las condiciones del agua freática
- Fenómeno de rotura progresiva
- Existencia de superficies de rotura anteriores
- Discontinuidades asociadas a actividad tectónica o sísmica
- Cambios laterales, fallas, zonas de debilidad, etc.

La inestabilidad típica suelen ser de tipo rotacional, aunque en taludes escarpados también es posible el desprendimiento de cuñas de pie. No es fácil la asignación de parámetros en arcillas preconsolidadas o en materiales no saturados. Los ensayos en condiciones sumergidas no suelen ser representativos de materiales que desarrollan una apreciable cohesión aparente por capilaridad en estado no saturado. También son muy difíciles de evaluar los efectos del agua en suelos expansivos y colapsables.

Los materiales cementados son también problemáticos de evaluar ya que la cementación suele distribuirse muy irregularmente, de forma difícil de determinar mediante las prospecciones convencionales.

Aparte de la cementación carbonatada, existen muchas formaciones en que el terreno posee considerable resistencia derivada de la presencia de yeso.

### 4.7 Tipología y peligrosidad

Existe una relación de dependencia entre los distintos tipos de movimientos y sus consecuencias. Sin embargo, dicha dependencia ha de matizarse y aparecen conceptos como los de *riesgo* y *peligrosidad*. En los movimientos de los taludes hay una serie de factores que influyen en las consecuencias que pueden originar. Dichos factores son:

- La velocidad con que se desarrolla el fenómeno
- El volumen de material involucrado
- La frecuencia con que se producen los movimientos

La velocidad con que se producen los movimientos dependen de:

- Pendiente del talud
- Forma de la superficie de rotura
- Propiedades físicas de los materiales

Como consecuencia existe una relación de los diferentes movimientos y la velocidad con que se desarrollan. La gama de velocidades de los movimientos de taludes oscila entre algunos (mm/año) y varios (m/s), pudiendo clasificarse los movimientos según su velocidad (Tabla 3.2).

Tabla 3.2 Clasificación de los movimientos según su velocidad (Schuster & Fleming, 1982).

Concepto	Velocidad
Extremadamente rápidos	$\geq 10$ m/s
Muy rápidos	1 m/min
Rápidos	1 m/día
Moderados	1 m/mes
Lentos	1 m/año
Extremadamente lentos	$\leq 1$ cm/año

El volumen de material involucrado es variable y depende de la zona en la que se pueda desarrollar un cierto tipo de movimiento. Existen movimientos de  $1 \text{ m}^3$  (desprendimientos, vuelcos) y otros que pueden movilizar millones de  $\text{m}^3$  (deslizamientos de traslación, avalanchas, etc.). La frecuencia con que pueden aparecer determinados movimientos depende de la repetitividad de las circunstancias que favorezcan las inestabilidades. Dichas circunstancias pueden tener un carácter cíclico u ocasional y tener diferente origen (climáticas, sísmica, etc.).

Existe una interrelación de los conceptos de riesgo y peligrosidad relativa a los movimientos de los taludes. El riesgo supone una inestabilidad debida a determinadas circunstancias. La peligrosidad consiste en evaluar las consecuencias de esa inestabilidad, a nivel humano o material. No es fácil apreciar el nivel de riesgo para cada fenómeno. Normalmente cuando coexisten varios tipos de fenómenos, se tratará de identificar el que tenga mayor riesgo.

El nivel de riesgo se ha de apreciar evaluando todos los parámetros determinantes de su estabilidad: topografía, discontinuidades, hidrología, etc. También ha de comprender la posibilidad del movimiento, la trayectoria más probable y los antecedentes de la zona. Una apreciación completa del nivel de riesgo ha de comprender varias observaciones del posible fenómeno y siempre tendrá carácter subjetivo. Los niveles de riesgo se pueden dividir en cuatro categorías: *Riesgo débil, mediano elevado y muy elevado*.

El establecimiento de uno u otro nivel de riesgo ha de basarse en tablas de síntesis que faciliten y contemplen de forma sistemática los diferentes parámetros. La peligrosidad depende de la zona en que pueda originarse el movimiento. Aumenta con la posibilidad de que afecte a zonas urbanas, redes viarias, etc. También depende de la velocidad con que se produzca el movimiento, y del volumen involucrado. Generalmente existe una relativa interrelación entre estos tres aspectos. El seguimiento permite analizar su evolución y proporciona una importante información sobre su peligrosidad.



## CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

---

En el capítulo 2 se ha puesto de manifiesto una recopilación de los aspectos principales del comportamiento de los suelos parcialmente saturados. El origen y cada una de las fases constituyentes del suelo han sido descritas, indicándose la influencia de sus interacciones en el estado de esfuerzos y el potencial actuante.

Se ha puesto de manifiesto la importancia de la estructura para mejor comprensión de los fenómenos asociados a la expansión y al colapso. En el caso de arcillas expansivas la microestructura y su estado de esfuerzo son aspectos fundamentales para el análisis de su comportamiento. También para los suelos compactados en general, la estructura desempeña un papel fundamental en su comportamiento, siendo necesario conocer además de la distribución y orientación del conjunto de partículas, las uniones o enlaces, las agrupaciones y la forma con que actúa la succión en cada caso.

Respecto a los cambios de humedad, se ha mencionado la importancia de la curva característica para los análisis de la relación succión–humedad del suelo no saturado, y también sus aplicaciones para la determinación de otros parámetros del suelo.

Con referente al comportamiento mecánico del suelo; la resistencia al corte crece de forma no lineal con el aumento de la succión. Este hecho conduce a que las expresiones existentes en la actualidad tengan validez condicional a estrictos rangos de succión. Respecto a las magnitudes de deformación del suelo bajo succión, se ha mencionado que están fuertemente influidas por el estado de esfuerzo, por las trayectorias de esfuerzo y humedad seguida, además por su puesto, de las características del suelo. Los parámetros elásticos del suelo están también fuertemente influidos por la succión.

También se han descrito los métodos para la evaluación en laboratorio del comportamiento de los suelos no saturados, en donde el control de la succión se realiza tanto por procedimientos mecánicos, como termodinámicos. Se han descrito las técnicas principales para la determinación de la succión y sus componentes.

Por otro lado, en el capítulo 3, se ha revisado la naturaleza de los fenómenos de cambio de humedad en la estructura de las obras de ingeniería en vías terrestres y su influencia sobre la deformación de bases, subbases y terraplenes. Las propiedades mecánicas de bases y terraplenes se han discutido desde la perspectiva del conocimiento actual de los suelos compactados. Es conveniente para entender el comportamiento de estos suelos introducir la succión del agua como una variable de esfuerzo independiente. Algunas cuestiones importantes relacionadas con la succión son: su valor inicial tras la compactación, su influencia sobre el estado inicial de los esfuerzos y su papel para modificar la rigidez (volumétrica y de corte), deformación remanente y resistencia de los materiales de las estructuras de las obras carreteras. Todos estos aspectos se han discutido adoptando como referencia conceptos recientes para entender y formular al comportamiento constitutivo de suelos no saturados.

Un aspecto interesante es el establecimiento de criterios de compactación que conduzcan a un suelo esencialmente estable volumétricamente frente a futuros cambios de humedad. La compactación por el lado seco tiene siempre un riesgo asociado de cambio de volumen. Las energías en torno al Proctor Normal no evitan en muchos casos el colapso al humedecer. Las energías cercanas al Proctor Modificado sobre suelos arcillosos conducen con frecuencia a condiciones de expansión. Son más seguros los contenidos de humedad óptimos e incluso superiores. Un buen criterio práctico debe especificar tanto la densidad como la humedad a partir de una caracterización previa mediante ensayos.

A modo de síntesis, se considera oportuno destacar que la concepción y ejecución de un relleno compactado deben ser contemplado desde una perspectiva global, comenzando por tener en cuenta los materiales disponibles en el entorno, y los medios de puesta en obra. El proyecto del terraplén tendrá en cuenta esas circunstancias, adoptando las soluciones oportunas para que el producto final obtenido cumpla los objetivos perseguidos en relación con su estabilidad, deformabilidad y durabilidad.

En el conjunto de labores a ejecutar, quizá la compactación es la de mayor trascendencia, pues influye decisivamente tanto en las características del producto obtenido, como en los rendimientos y economía de la obra. A su vez la compactación debe ser analizada desde una perspectiva global, que tenga en cuenta la gran interrelación entre los distintos factores, tales como son el tipo de material, la maquinaria, la humedad inicial, la climatología.

Por otra parte, el gran crecimiento que sin duda va a tener el empleo de los denominados materiales marginales, y otros de características también especiales, quizá sea necesario hacer un esfuerzo institucional en estudiar un número significativo de esas obras, desde la etapa de proyecto hasta su posterior ejecución, control y auscultación postconstructiva, con objeto de evaluar a medio y largo plazo la experiencia conseguida y los resultados obtenidos, que bien podrían formar parte de una deseable futura guía técnica, general o específica.

Finalmente, se ha presentado la influencia del tipo de material para la estabilidad de un talud, así como los tipos de movimientos y los factores que los originan, haciendo hincapié en la influencia del agua. Se mencionaron algunos métodos para resolver los problemas de estabilidad. Según la hipótesis que se utilice para hacer el problema determinado. El método de Bishop y el de la cuña son suficientemente precisos y se recomiendan para su empleo práctico, especialmente cuando los cálculos se deben realizar a mano. Cuando se dispone de computadoras electrónicas, el ingeniero puede utilizar el método más sofisticado (Lambe & Whitman, 1968). Los mayores errores en los problemas de estabilidad se deben a la selección de la presión intersticial y de los parámetros de resistencia. El error asociado con el método de cálculo, del orden de 10 % respecto al factor de seguridad calculado por los mejores métodos disponibles, es pequeño si se compara con el correspondiente a la selección de los parámetros de resistencia. Esta es la razón por la cual se utiliza un factor de seguridad respecto a la pérdida de resistencia en los problemas de estabilidad.

Como líneas futuras de investigación, se tiene como objetivo general, reunir el estado del arte sobre el control de succión en suelos no saturados, así como estudiar el comportamiento hidro-mecánico de estos suelos asociados a los cambios de succión y esfuerzo, con ello crear un marco conceptual accesible para los ingenieros geotécnicos en la práctica de las obras de las vías terrestres. Actualmente, la investigación profundiza en el estudio de los suelos no saturados y desarrolla una base teórica con nuevos conocimientos del comportamiento resistente, deformación e hidráulico de estos suelos. Este estudio se llevaría a cabo a través de diferentes procedimientos:

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

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

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

## REFERENCIAS

---

- Abdrabbo, F.M., El Hansy R.M., and Hamed, K.M. (2000). Collapsibility on Egyptian loess soil. In H. Rahardjo, D.G. Toll and E.C. Leong (eds.) Proc. Of the Asian Conf. on Unsaturated Soils, Singapore, Rotterdam, Balkema: 595-600.
- Abelev, I.M. (1975). Compacting loess soils in the USSR. Symp. on Ground Treat. by Deep Comp., Géotechnique, vol. 25, No.1: 79-82.
- Aitchison, G.D. and Donald, I.B. (1956). Effective stresses in unsaturated soils. Proc. 2on Aus.–New Zeal. S.M. Conf., Christchurch: 192-199.
- Aitchison, G.D. and Bishop, A.W. (1960). Discussion in Pore pressure and suction in soil. 150. London: Butterworths.
- Aitchison, G.D. & Woodburn, J.A. (1969). Soil suction foundation design. Proc. 7<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., México, Vol. 2: 1-8.
- Aitchison, G.D. (1973). Proc. 8<sup>th</sup> IMFE, Moscú, General Report session 4, vol. 3: 161-190
- Alonso, E.E., Gens, A., and Hight, D.W. (1987) Special problem soils. General report. In proceedings of the 9<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.
- Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40, No. 3: 405-430.
- Alonso, E.E., Gens, A. and Josa, A. (1992). Modelling the behaviour of compacted soil upon wetting. Raúl Marsal Volume, S.M.M.S., México: 207-223
- Alonso, E.E., A. Josa y A. Gens (1993) Modelling the behaviour of compacted soils. Unsaturated Soils. Geotech. Special Publication, ASCE, 39: 103-114.
- Alonso, E.E. (1998). Suction and moisture regimes in road way bases and subgrades. International symposium on pavement and subgrades, Granada: 57-104.
- Ayala, C. (1984). Análisis y propuesta de estabilización de un posible desprendimiento en yesos en Lodosa, Navarra. SEMR, VIII Simposio Nacional. Reconocimiento de macizos rocosos. Madrid.
- Barden, L. (1965). Consolidation of compacted and unsaturated clays. Géotechnique, 15 (3): 267-286.
- Barden, L. & Sides, G.R. (1970). Engineering behaviour and structure of compacted clay. J. SMFE, ASCE, 96, (SM4): 1171-1201.
- Barrera, M. (2002). Estudio experimental del comportamiento hidro–mecánico de suelos colapsables. Ph.D. tesis, Universidad Politécnica de Cataluña, España.
- Barrow, G.M. (1961). Physical–chemistry. New York, McGraw-Hill.
- Bishop, A.W and Eldin, G. (1950). Undrained triaxial test on saturated sand and their significant in the general theory of shear strength. Géotechnique, Vol. 2: 12-22.
- Bishop, A.W. (1959). The principle of effective stress. Teknik Ukeblad, 39: 859-863.
- Bishop, A.W., Alpan, I., Blight, G.E. and Donald, I.B. (1960). Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. Res. Conf. on Strength of Cohesive Soils, Boulder: 503-532.
- Bishop, A.W. and Donald, I.B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus. In Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris. Vol. 1: 13-21
- Bishop, A.W. y Blight, G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. Géotechnique 13, No 3: 177-197.
- Blight, G.E. (1965). A study of effective stress for volume change, in Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. Sidney Butterworths: 259-269.
- Booth, A.R. (1975). The factors influencing collapse settlement in compacted soils. Proc. 6<sup>th</sup> Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Durban, Vol. 1: 57-63.

- Brackley, I.J.A. (1973). Swell pressure and free swell in compacted clay. Proc. 3th I.C.E.S. Haifa, Israel, Vol. 1: 169-176.
- Brackley, I.J.A. (1975). A model of unsaturated clay structure and its application to swell behaviour. 6<sup>th</sup> Reg. Conf. for Africa on SMFE, Durban, Vol. 1: 71-78.
- Brown, S.F. (1996). Soil mechanics in pavement engineering. *Geotechnique*, 46, No.3:383-429.
- Bruijn, C.M. (1973). Moisture redistribution and soil movements at Vereening (Transvaal). Proc. 3<sup>rd</sup> ICES, Haifa-Israel: 279-288.
- Brull, A. (1980). Caracteristiques Mechaniques des sols de fondation de Chaussées en fonction de leur état d'humidité et compacité. Int. Conf. Compaction, Paris, 1 : 113-118.
- Bull, W.B. (1964). Alluvial fans and near-surface subsidence in western Fresno Country, California. Geol. Survey Professional Paper 437-A, Washington: 71.
- Chen, F.H. (1973). The basic physical property of expansive soils. Proc. 3<sup>rd</sup> ICES, Haifa: 17-25.
- Collins, K., McGown, A. and Barden, L. (1973). Microstructural features of some Israeli expansive soils. Proc. 3<sup>rd</sup> ICES, Haifa: 27-34.
- Cox, D.W. (1978). Volume change of compacted clay fill. Clay fill, London, ICE: 79-86.
- Croney, D. and Coleman, J.D. (1961). Pore pressure and suction in soil. Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths: 31-37.
- Cui, Y. And Delage, P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46 (2): 291-311.
- Cundall, P.A. and Strack, O.D.L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Gotéchnique*, Vol. 29, No. 1: 47-65.
- Custodio, E. & Llamas, M.R.(1976). Hidrología subterránea. Barcelona, Ed. Omega.
- Delage, P., Suraj de Silva, G.P.R. De Laure, E. (1987). Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-satures. In Proceedings of the 9<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 1: 25-28.
- Delage, P. (1989). Colapso de un terraplén mas compactado. Simposio sobre el agua y el terreno en las infraestructuras viarias. Torremolinos. SEMS: 235-240.
- Delage, P., Howat, M.D. & Cui, Y.J. (1998). The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology*, 50: 31-48.
- Delgado A. (1986). Influencia de las trayectorias de las tensiones de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno. Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla.
- Dhowian, A., Youssef A. and Erol A.O. (1965). Swelling soil problems in Saudi Arabia. Proc. 6<sup>th</sup> ICES, Nueva Delhi: 17-22.
- Didier, G., Kaster, R. and Bordeau, Y. (1980). New cell for study of swelling soils. Proc. 4<sup>th</sup> ICES, Denver Colorado, vol. 1: 18-33.
- Dineen, K. (1997). The influence of soil suction on compressibility and swelling. PhD Thesis, University of London.
- Dudley, A. (1970). Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proc. Of the American Society of Civil Engineer.
- Edil, T.B. and Motan, E.S. (1984). Laboratory evaluation of soil suction components. *Geot. Test. J.*, Vol. 7, No. 4: 173-181.
- Edris, E.V. y R.L. Lytton (1977). Dynamic properties of fine grained soils. 9<sup>th</sup> Int. Soil Mach. And Found. Engng. 2: 217-224.
- Escario, V. (1980). Suction controlled penetration and shear test. In Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils, Denver, Vol. 2: 781-797.
- Escario, V. and Sáez, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. *Géotechnique* 36, No. 3: 453-456.
- Escario, V. (1986). Materiales para construcción de terraplenes. Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y Otros Rellenos, Madrid: 123-175.
- Escario, V. and Sáez, J. (1987). The shear strength under high suction values. Written discussion. Session 5, Proc. 9<sup>th</sup> European Conf. On Soil Mech. And Fdn. Eng., Vol. 3. Balkema, Dublin: 1157.

- Escario, V. and Juca, J.F.T. (1989). Strength and deformation of partly saturated soils. Proc. 12<sup>th</sup> ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1: 43-46.
- Escario, V. (1990) Strength and deformation testing of soils under controlled suction. Colloque sur les sols non saturés. EPCF. Lausanne.
- Fredlund, D.G. (1975). A diffused air volume indicator of soils under high suction values. Written discussion. Session 5, Proc. 9<sup>th</sup> European Conf. On Soil Mech. and Fdn. Eng., Vol. 3. Balkema, Dublin: 1157.
- Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. Can. Geotech. J. 13, No 3: 261-276.
- Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. J. Geotech. Div. A.S.C.E. 103, GT5: 447-466.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., and Widger, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal. 15, No. 3: 313-321.
- Fredlund, D.G. (1979). Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Can. Geotech. J. 16 No 1: 121-139.
- Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1985). Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behaviour. Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Geomech. in Tropical, Lateritic and Saprolitic, Brasilia, 1: 295-306.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H. and Gan, J.K.M. (1987). Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils. Proc. 6<sup>th</sup> Int. Conf. Expansive Soils, New Delhi: 49-54.
- Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons, INC., New York.
- Frydman, S. and Samocha, Y. (1984). Laboratory studies on Israeli for reservoir embankment design. Proc. 5<sup>th</sup> ICES, Adelaide, South Australia. 94-99.
- Fung, Y.C. (1965). Foundations of solid mechanics. Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs. New Jersey.
- Fung, Y.C. (1969). A first course in continuum mechanics. Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs. New Jersey.
- Gan, J.K.M., Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1988). Determination of the shear strength of unsaturated soils. Can. Geotech. J., 25: 500-510.
- Gens, A. (1995). Constitutive modelling. Application to compacted soils. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 1995.
- Gens, A., Alonso, E.E., Suriol, J. & Lloret, A. (1995). Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil. Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. On Unsaturated Soils, Paris. E.E. Alonso and P. Delage (eds.), Balkema / Presses des Ponts et Chaussées, 1: 83-88.
- Gens, A. & Romero, E. (2000). Ensayos de laboratorio. Simposio sobre geotécnica de las infraestructuras del transporte. Barcelona: 17-43.
- Gibbs, H.J., Hilf, J.W., Holtz, W.G. and Walker, F.C. (1960). The strength of cohesive soils. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado: 33-162.
- Gili, J. A. (1988). Modelo microestructural para medios granulares no saturados. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, U.P.C., Tesis Doctoral, Barcelona.
- Gokhale, K.V.G.K. and Swaminathan, E. (1973). Accelerated stabilization of expansive soils. Proc. 3<sup>rd</sup> ICES, Haifa: 35-41.
- Gromko, G.J. (1974). Review of expansive soils. Journal of the Geot. Eng. Div. A.S.C.E., Vol. 100 GT6: 667-6687.
- Harrison, B.A. and Blight, G.E. (2000). A comparison of in-situ soil suction measurements. In H. Rahardjo, D.G. Toll and E.C. Leong (eds.) Proc. Of the Asian Conf. on Unsaturated soils, Singapore, Rotterdam, Balkema: 281-285.
- Head, K.H. (1982) Manual of soil laboratory testing. Pentech Press. 2.
- Hecht, E. (1987). Optics. Addison-Wesley Publishing Company. Reading, Massachusetts, 2<sup>nd</sup> ed.
- Henkel, D.J. (1960). The relationships between the effective stresses and water content in saturated clays. Géotechnique, Vol. 10 No. 2
- Hilf, J.W. (1956). An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. PhD Thesis. Technical Memo No. 654, United States Bureau of Reclamation, Denver.

- Holtz, W.G. (1980). Public awareness of home built on shrink-swell soils. Proc. 4<sup>th</sup> ICES, Denver, Colorado, No. 1: 617-638.
- Holubec, I. (1966). The yielding of cohesionless soils. Ph.D. Thesis, University of Waterloo.
- Houston, W.N., Mahmoud, H.H. and Houston, S.L. (1993). A laboratory procedure for partial-wetting collapse determination. In S.L. Houston and W.K. Wray (eds.) *Unsaturated Soils Geotechnical Special Publications*, ASCE, No 39, Dallas: 54-63.
- Houston, S.L., Mahmoud, H.H. and Houston, W.N. (1995). Down-hole collapse test system. *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 121(4): 341-349.
- Jenning, J.E.B. and Burland, J.B. (1962). Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils. *Géotechnique* 12, No 2: 125-144.
- Jenning, J. and Knight, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. Sixth Reg. Conf. for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa.
- Jiménes Salas, J.A. (1958). Compacted clay: Engineering behaviour discussion. *J. of Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, vol. 84: 746-753
- Jiménez Salas, J.A., Justo, J.L., Romana, M. y Faraco, C. (1973). The collapse of gypseus silts and clays of low plasticity in arid and semiarid climates. Proc. 8<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Moscú : 161-190.
- Jiménez Salas, J.A. (1986). Engineering geological aspects of foundations in soils. General Report, Proc. 5<sup>th</sup> Congres Int. Asoc. Eng. Geot., Buenos Aires.
- Jin, M.S., K.W. Lee y W.D. Kovacs (1994). Seasonal variation of resilient modulus of subgrade soils. *Jnl. Transp. Engng.* 120, 4: 603-616.
- Jones, D.R. and Holtz, W.G. (1973). Expansive soils. The hidden disaster. *Civil Eng.*, Vol. 43, No. 8: 49-51.
- Johnson, L.D. (1980). Field test suctions on expansive soil. Proc. 4<sup>th</sup> ICES, Denver, Colorado: 262-283.
- Josa, A. (1988). Un modelo elastoplástico para suelos no saturados. Ph.D. Tesis, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- Justo, J.L. and Saetersdal, R. (1979). Desing parameters for special soil condition. Proc. 7<sup>th</sup> ECSMFE, Brighton, Vol. 5: 127-158.
- Justo, J.L., Delgado, A. and Ruiz, J. (1984). The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. Expansive Soils, Adelaide: 67-71.
- Juang, C.H. and Holtz, R.D. (1986). Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils. *J. of the Geot. Eng. Div.*, ASCE, vol. 112, GT9: 855-868.
- Kitamura, R. (1981). A mechanical model of particulate material based on stochastic process. *Soils and Foun.*, vol. 2: 63-98.
- Laliberte, G.E., A.T. Corey y R.H. Brooks (1966). Properties of unsaturated media. Hydrology paper 17. Colorado State University.
- Lambe, T.W. (1958). The structure of compacted clay. *Jnl. of the Soil Mech. and Foundn. Div ASCE*, 84 (SM2): 10-34.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1959). The role of the effective stress in the behaviour of expansive soils. *Quart. Of the Colo. Sch. Of Mines*, Vol. 54 (4): 33-66
- Lambe, T.W. (1960a). A mechanistic picture of shear strength in clay. *Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado: 555-580.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1968). *Soil Mechanics*. John Wiley, New York.
- Lawton, E.C., Fragaszy R.J. and Hardcastle, J.H. (1989). Collapse of compacted Clayey sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No 9.
- Lawton, E.C., Fragaszy R.J. and Hardcastle, J.H. (1991). Stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, No 5: 714-730.
- Lee, H.C. and Wray W.K. (1992). Evaluation of soil suction instruments. Proc. 7<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils, Dallas: 307-312.
- Lee, H.C. and Wray W.K. (1995). Techniques to evaluate soil suction – A vital unsaturated soil variable. In E.E. Alonso and P. Delage (eds.) Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, Balkema / Presses des Ponts et Chaussées, 2: 615-622.

- Lide, D.R. and Frederikse, H.P.R. (1997). CRC Handbook of chemistry and physics. A ready-reference book of chemical and physical data. CRC Press, New York.
- Lloret, A. (1982). Comportamiento deformacional del suelo no saturado bajo condiciones drenadas y no drenadas. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya.
- Lloret, A. y E.E. Alonso (1985). State surfaces for partially saturated soils. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng. San Francisco, 2: 557-562.
- Maswoswe, J. (1985). Stress path for compacted soil during collapse due to wetting. Ph.D. Thesis, Imperial college, London.
- Marsal, R.J. (1979). Análisis de conocimientos sobre suelos cohesivos compactados. General Report. Proc. 6<sup>th</sup> Pan-Am. Conf. on SMFE, Lima, Vol.1: 143-222.
- Matyas, E.L. y Radhakrishna, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. Géotechnique, 18, No 4: 432-448.
- May, R.W. y M.W. Witzak (1981). Effective granular modulus to model pavement responses. TRR. No. 810: 1-9.
- McEnroe, B.M. (1994) Drainability of granular bases for highway pavements. TRR. 1434: 23-28.
- Mckeen, R.G. (1980). Field studies of airport pavements on expansive clay. Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. Expansive Soils. Rotterdam (Denver). 1: 242-261.
- Mitchell, J. K. (1973). Recent advances on the understanding of the influences of mineralogy and pore solution chemistry on the swelling and stability of clay. Proc. 3<sup>rd</sup> ICES, Haifa: 11-25.
- Morgenstern, N.R. and Balasubramanian, B. (1980). Effect of pore fluid on the swelling of clay-shale. Proc. 4<sup>th</sup> ICES. Denver, Vol. 1: 190-205.
- Pappin, J.W, S.F. Brown y M.P. O'Reilly (1992). Effective stress behavior of saturated and partially saturated granular material subjected to repeated loading. Géotechnique. 42, 3: 485-497.
- Picornell, M., y R.L. Lytton (1987a). Behavior and design of vertical moisture barriers. TRR. 1137: 71-81.
- Picornell, M., y R.L. Lytton (1987b). Characterisation of the meteorological demand for the design of vertical moisture barriers. TRR. 1137: 42-51.
- Pile, K.C. (1984). The relation between matrix and solute suction, swelling pressure, and magnitude of swelling in reactive clays. Proc. 5<sup>th</sup> ICES, Adelaida: 197-201.
- Poorooshasb, H.B. (1961). The properties of soils and other granular media in simple shear. Ph.D. Thesis, University of Cambridge.
- Poulovassilis, A. (1962). Hysteresis of pore water, an application of the concept of independent domains. Soil Sci., Vol. 93: 405-412.
- Pufahl, D.E., R.L. Lytton y H.S. Liang (1990). Integrated computer model to estimate moisture and tempertaure effects beneath pavements. TRR. 1286: 259-269.
- Reginatto, A.R. and Ferrero, J.C. (1973). Collapse potential of soils and soil water chemistry. Proc. 8<sup>th</sup> ICSMF, Moscú, Vol. 2.2: 177-183.
- Richards, B.G. (1984). Finite element analysis of volume change in expansive clays. Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S. Adelaide, Vol. 2: 355-362.
- Richards, B.G, Peter, P. and Martin, R. (1984). The determination of volume change properties in expansive soils. Proc. 5<sup>th</sup> ICES, Adelaida: 179-186.
- Rico, A. y del Castillo, H. (1976). La ingeniería de suelos en las vías terrestres, No. 1, Limusa, México.
- Rico, A. y del Castillo, H. (1978). La ingeniería de suelos en las vías terrestres, No. 2, Limusa, México.
- Rico, A., Tellez, R. y Garnica, P. (1998). Pavimentos flexibles. Problemática, metodologías de diseño y tendencias. Publicación Técnica No. 104, Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, México.
- Rodriguez, O. J.M. (2000). Desmontes. Simposio sobre geotécnia de las infraestructuras del transporte. Barcelona: 417-429.
- Romero, E. (1999). Thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study. Ph. D. Thesis, Technical University of Catalunya, Barcelona.
- Romero, E. (2001). Controlled suction techniques. Proc. 4<sup>th</sup> Simposium Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, Brasil.

- Sankaran, K.S. and Venkateshwar Rao, D. (1973). A microscopic model of expansive clay. Proc. 3<sup>rd</sup> ICES, Haifa: 65-71
- Sauer, E.K. y C.L. Monismith (1968). Influence of soil suction on behaviour of glacial fill subjected to repeated loading. HRB. 215: 18-23.
- Seed, H. B. and Chan A.M. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol. 85, SM5: 87-128.
- Schofield, A.N. (1935). The pF of the water in soil. Trans. 3<sup>rd</sup> Int. Cong. Soil Science, Vol. 2: 37-48.
- Schreiner, H.D. (1987). State of the art review on expansive soils. Imperial College, London.
- Skempton, A.W. and Northey, R.D. (1952). The sensitivity of clays. Géotechnique, vol. 2, No. 1: 30:53.
- Skempton, A.W. (1961). Effective stress in soils, concrete and rocks. Conference on Pore Pressure and Suction in soils, Butterworths, London: 4-16.
- Slatter, E.E., Jungnickel, C.A., Smith, D.W. and Allman, M.A. (2000). Investigation of suction generation in apparatus employing osmotic methods. In H. Rahardjo, D.G. Toll and E.C. Leong (eds). Proc. Of the Asian Conf. on Unsaturated Soils, Singapore, Rotterdam, Balkema: 297-302.
- Snethen, D.R., Towensend, F.C., Johnson, L.D., Patrick, D.M. and Vendros, P.J. (1979). An evaluation of expansive methodology for identification of potentially expansive soils. F.H.W.A.R.D. Federal Highway administration, Washington: 77-94.
- Snethen, D.R. (1984). Evaluation of expedient method for identification and classification of potentially expansive soils. Proc. 5<sup>th</sup> ICES, Adelaide: 22-26.
- Sopeña, M.L.M. (2000). Terraplén. Simposio sobre geotécnia de las infraestructuras del transporte. Barcelona: 389-414.
- Sridharan, A. (1968). Some studies of the strength of partly saturated soils. Ph. D. Thesis, Purdue University.
- Sridharan, A., Altschaeffl, A.G. and Diamond, S. (1971). Pore size distribution studies. J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 97, SM5: 771-787.
- Tarantino, A. and Mongiovi, L. (2000). A study of the efficiency of semi-permeable membranes in controlling soil matrix suction using the osmotic technique. In H. Rahardjo, D.G. Toll & E.C. Leong, Proc. Of the Asian Conf. on Unsaturated Soils, Singapore, Rotterdam / Balkema: 303-308.
- Tarantino, A., L. Mongiovi and G. Bosco (2000). An experimental investigation on the independent isotropic stress variables for unsaturated soils. Géotechnique, 50(3): 275-282.
- Toll, D.G. (1990). A framework for unsaturated soil behaviour. Géotechnique, Vol. 40, No.1: 31-44.
- Uriel, A. (1989). Asiento y agrietamiento de colapso de un terraplén de autopista. Simposio sobre el agua y el terreno en las infraestructuras viarias. Torremolinos. SEMS: 241-248.
- Uzan, J. (1985). Characterization of granular material. TRR. 1022: 52-59.
- Varga, M. (1973). Structurally unstable soils in Southern Brazil. Proc. 8<sup>th</sup> ICSMFE, Moscú, vol. 2.2: 239-246.
- Vaughan, P.R. (1985). Mechanical and hydraulic properties of in-situ soils. General Report. Sess. 2 Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. in Geomech. in Tropical Lateritic and saprolitic Soils, Brasilia.
- Vijayvergiya, V.N. and Ghazzaly, O.T. (1973). Prediction of swelling potential for natural clays. Proc. 3<sup>rd</sup> ICES, Haifa: 227-233.
- Wallace, K.B. (1977) Moisture transients at the pavement edge: analytical studies of the influence of materials and cross section design. Géotechnique. 27, 4: 497-516.
- Wheeler, S.J. and Karube, D. (1995). State of the art report. Constitutive modelling. In Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated Soils, Paris. Vol. 3: 1323-1356.
- Wood, D.M. (1979). The behaviour of partly saturated soils: a review. Department of Engineering, University of Cambridge.
- Wroth, D.M. and Houlsby, G.T. (1985). Soil Mechanics: Property characterization and analysis procedure. Proc. 11<sup>th</sup> ICSMFE, San Francisco, Vol. 1: 1-55.
- Wu, S., Gray, D.M., Richard, F.E.Jr. (1984). Capillary effects on dynamic modulus at high strains. Proc. 11<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., San Francisco.
- Yong, R. N., Japp, R.D. and How, G. (1971). Shear strength of partially saturated clays. Proc. 4<sup>th</sup> Asian Reg. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng. Bangkok, 2, 12:183-187.

- Yoshimi, V. and Osterberg, J.O. (1963). Compression of partially saturated cohesive soils. J. of Soil Mech. And Found. Div. A.S.C.E., vol. 89, SM4: 1-24.
- Yudhbir (1982). Collapsing behaviour of residual soils. Proc. 7<sup>th</sup> Southeast Asian Geot. Conf., Hong-Kong, Vol.1: 915-930.



**CIUDAD DE MEXICO**

Av. Patriotismo 683  
Col. Mixcoac  
03730, México, D. F.  
Tel. (55) 56 15 35 75  
55 98 52 18  
Fax (55) 55 98 64 57

**SANFANDILA**

Km. 12+000, Carretera  
Querétaro-Galindo  
76700, Sanfandila, Qro.  
Tel. (442) 2 16 97 77  
2 16 96 46  
Fax (442) 2 16 96 71

Internet: <http://www.imt.mx>  
[publicaciones@imt.mx](mailto:publicaciones@imt.mx)