



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS**

**UN MODELO ELASTOPLASTICO  
PARA SUELOS NO SATURADOS**

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA  
Biblioteca



1400069070

Tesis doctoral presentada por:

**ALEJANDRO JOSA GARCIA-TORNEL**

Barcelona, abril de 1988

Esta Tesis fué leída en el día de la fecha, en la Escuela  
Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y  
Puertos de Barcelona, y obtuvo la calificación de:  
APTO CUM LAUDE

Barcelona, 10 de Mayo de 1.988

El Presidente

  
- José F. Jiménez Salas -

El Secretario

  
- Antonio Gens Solé -

El Vocal

  
- Ventura Escario Urbani -



El Vocal

  
- José d. de Justo Alpañés -

El Vocal

  
- Acibias Serrano González -

**UNIVERSIDAD POLITECNICA DE CATALUÑA**  
**ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES**  
**Y PUERTOS**

**UN MODELO ELASTOPLASTICO PARA SUELOS NO SATURADOS**

**Tesis doctoral presentada por:**

**Alejandro Josa García-Tornel**  
**Ingeniero de Caminos, Canales**  
**y Puertos**

**Director:**

**Eduardo Alonso Pérez de Agreda**  
**Dr. Ingeniero de Caminos,**  
**Canales y Puertos**

**Barcelona, abril de 1988**

**INDICE POR CAPITULOS:**

	<b>Página</b>
<b>1. INTRODUCCION Y OBJETIVOS . . . . .</b>	<b>1</b>
<b>2. COMPORTAMIENTO DE SUELOS NO SATURADOS. ESTADO DEL CONOCIMIENTO . . . . .</b>	<b>9</b>
<b>3. EQUIPO EXPERIMENTAL . . . . .</b>	<b>143</b>
<b>4. ENSAYOS DE LABORATORIO . . . . .</b>	<b>209</b>
<b>5. MODELO DE COMPORTAMIENTO PARA SUELOS NO SATURADOS . . . . .</b>	<b>325</b>
<b>6. COMPARACION ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y CALCULADOS . . . . .</b>	<b>435</b>
<b>7. RESUMEN, CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVE- STIGACION . . . . .</b>	<b>483</b>
<b>ANEJO. REFERENCIAS . . . . .</b>	<b>501</b>

**INDICE GENERAL:**

	Página
<b>1. INTRODUCCION Y OBJETIVOS . . . . .</b>	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCION .....	1
1.2. ESTUDIO DE LOS SUELOS NO SATURADOS ...	4
1.3. OBJETIVOS .....	5
1.4. CONTENIDO .....	6

<b>2. COMPORTAMIENTO DE SUELOS NO SATURADOS. ESTADO DEL CONOCIMIENTO . . . . .</b>	<b>9</b>
2.1. EL SUELO EN ESTADO NO SATURADO . . . . .	9
2.1.1. Introducción . . . . .	9
2.1.2. Origen de los suelos no saturados	11
2.1.3. Fases componentes . . . . .	14
2.1.3.1. Fase sólida . . . . .	14
2.1.3.2. Fase líquida . . . . .	18
2.1.3.3. Fase gaseosa . . . . .	19
2.1.3.4. Interacción entre las fases ..	20
2.2. ESTADO TENSIONAL MICROESTRUCTURAL . . . . .	20
2.2.1. Fenómenos de superficie . . . . .	22
2.2.2. Succión . . . . .	26
2.3. COLAPSO E HINCHAMIENTO . . . . .	33
2.3.1. Colapso . . . . .	33
2.3.1.1. Introducción . . . . .	33
2.3.1.2. Mecanismos del colapso . . . . .	34
2.3.1.3. Proceso de colapso . . . . .	39

2.3.1.4. Tipo y origen de suelos que presentan colapso .....	45
2.3.1.5. Identificación y cuantificación	47
2.3.2. Hinchamiento .....	54
2.3.2.1. Introducción .....	54
2.3.2.2. Mecanismos del hinchamiento ..	55
2.3.2.3. Tipo y origen de los suelos expansivos .....	57
2.3.2.4. Proceso de hinchamiento .....	61
2.3.2.5. Identificación y cuantificación	76
2.4. VARIABLES TENSIONALES .....	90
2.4.1. Parámetros y funciones de estado .	90
2.4.2. Tensiones efectivas .....	91
2.5. COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL .....	100
2.6. HISTERESIS EN LAS RELACIONES SUCCION- HUMEDAD .....	116
2.7. RIGIDEZ Y RESISTENCIA AL CORTE .....	130

<b>3. EQUIPO EXPERIMENTAL . . . . .</b>	<b>143</b>
3.1. INTRODUCCION .....	143
3.2. EQUIPO DE ENSAYO .....	144
3.2.1. Introducción .....	144
3.2.2. Descripción del equipo .....	146
3.2.2.1. Equipo triaxial hidráulico (célula y pie) .....	147
3.2.2.2. Medida de parámetros .....	160
3.2.2.3. Sistemas de presión .....	187
3.2.2.4. Control de la adquisición y almacenamiento de datos .....	187
3.2.2.5. Variación de tensiones y control de las trayectorias tensionales .....	192
3.2.2.6. Procesado y representación de los resultados .....	203
3.2.2.7. Equipo completo de ensayo ....	206



<b>4. ENSAYOS DE LABORATORIO . . . . .</b>	<b>209</b>
4.1. INTRODUCCION .....	209
4.2. CARACTERIZACION DE LOS SUELOS EMPLEADOS .....	211
4.2.1. Caolín .....	211
4.2.2. Arcilla .....	219
4.3. FABRICACION DE LAS PROBETAS Y PUESTA EN MARCHA DE LOS ENSAYOS .....	224
4.3.1. Fabricación de las probetas .....	224
4.3.2. Puesta en marcha de los ensayos ..	233
4.4. PLANIFICACION DE LOS ENSAYOS Y SALIDA DE RESULTADOS .....	239
4.5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS .....	254
4.5.1. Comprobaciones previas .....	254
4.5.1.1. Capacidad del equipo para mantener una determinada trayectoria tensional .....	254
4.5.1.2. Uniformidad del estado de las muestras al fijar las tensiones .....	258

4.5.1.3.	Estado de las muestras tras la consolidación inicial .....	258
4.5.1.4.	Repetibilidad de los ensayos .	264
4.5.2.	Comportamiento del suelo .....	264
4.5.2.1.	Dependencia del estado de las muestras con la trayectoria tensional .....	264
4.5.2.2.	Compresibilidad del suelo ante cambios en la tensión esférica	277
4.5.2.3.	Compresibilidad del suelo ante cambios en la succión .....	291
4.5.2.4.	Comportamiento del suelo ante aumentos de la tensión de corte .....	304
4.5.2.5.	Resistencia al corte .....	310
4.5.2.6.	Fenómenos de histéresis s-w y s-S <sub>r</sub> .....	317
4.5.2.7.	Ensayo sobre caolín+arcilla ..	320

**5. MODELO DE COMPORTAMIENTO PARA SUELOS NO SATURADOS 325**

5.1. INTRODUCCION ..... 325

5.2. MODELOS ELASTOPLASTICOS. GENERALIDADES 327

5.2.1. Introducción ..... 327

5.2.2. Planteamiento general ..... 329

5.2.3. Modelos de estado crítico.

Cam-Clay modificado ..... 336

5.3. DESARROLLO DE UN MODELO ELASTOPLASTICO  
PARA SUELOS NO SATURADOS ..... 340

5.3.1. Introducción ..... 340

5.3.2. Comportamiento en  $q=0$  ..... 341

5.3.2.1. Trayectorias  $d(p-p_a) \neq 0, ds=0$  . 341

5.3.2.2. Trayectorias  $d(p-p_a)=0, ds \neq 0$ .

Comportamiento en el plano

$(v_p, s)$  ..... 345

5.3.2.3. Trayectorias  $d(p-p_a)=0, ds \neq 0$

en ramas elásticas del plano

$(v_p, s)$ . Comportamiento en el

plano  $(v_p, p-p_a)$  ..... 351

5.3.2.4. Superficie de fluencia para incrementos de la tensión esférica .....	353
5.3.2.5. Superficie de fluencia para incrementos de la succión ....	358
5.3.2.6. Superficie de fluencia para reducciones de la succión ....	360
5.3.2.7. Deformaciones recuperables e irrecuperables. Relación entre las superficies de fluencia ..	361
5.3.2.8. Obtención de $v$ .....	373
5.3.2.9. Superficies de estado. Expresiones de $N(s)$ y $\lambda(s)$ ...	373
5.3.2.10. Estudio de $p_0(s)$ .....	379
5.3.3. Comportamiento en $q \neq 0$ .....	381
5.3.3.1. Trayectorias $d(p-p_s) \neq 0$ , $ds=0$ . Superficie de fluencia .....	381
5.3.3.2. Superficies de fluencia para aumento y disminución de la succión .....	386
5.3.3.3. Leyes de fluencia y de rigidización .....	388
5.3.4. Humedad y grado de saturación ....	391

5.3.5. Resistencia al corte .....	394
<b>5.4. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL MODELO</b>	
<b>ELASTOPLASTICO .....</b>	<b>395</b>
5.4.1. Introducción .....	395
5.4.2. Superficies de fluencia .....	397
5.4.3. Leyes de fluencia .....	397
5.4.4. Leyes de rigidización .....	398
5.4.5. Deformaciones recuperables .....	399
5.4.6. Deformaciones irre recuperables .....	399
5.4.7. Humedad y grado de saturación ....	403
5.4.8. Cálculos adicionales .....	403
<b>5.5. ESTADO INICIAL, PARAMETROS Y SU</b>	
<b>DETERMINACION .....</b>	<b>405</b>
<b>5.6. APLICACION SIMPLIFICADA DEL MODELO ...</b>	<b>408</b>
<b>5.7. ALGUNOS COMPORTAMIENTOS CARACTERISTICOS</b>	
<b>PREDICHOS POR EL MODELO .....</b>	<b>409</b>
5.7.1. Programa de cálculo .....	409
5.7.2. Reproducción de algunos	
comportamientos característicos ..	414
5.7.2.1. Introducción .....	414

5.7.2.2. Dependencia del estado del suelo con la trayectoria tensional en procesos con la succión creciente .....	418
5.7.2.3. Dependencia del estado del suelo con la trayectoria tensional en procesos con la succión decreciente .....	422
5.7.2.4. Dependencia de las deformaciones volumétricas con la tensión esférica al disminuir la succión .....	422
5.7.2.5. Deformaciones recuperables e irre recuperables .....	428
5.7.2.6. Procesos de incremento de la tensión de corte hasta rotura	428
6. COMPARACION ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y CALCULADOS . . . . .	435
6.1. INTRODUCCION .....	435
6.2. COMPARACION CON RESULTADOS OBTENIDOS EN ESTA TESIS .....	436
6.3. COMPARACION CON RESULTADOS PROCEDENTES DE LA BIBLIOGRAFIA .....	447
6.3.1. Escario y Sáez (1973) .....	447

6.3.2. Karube (1986) .....	452
6.3.3. Maswoswe (1985) .....	462
6.3.4. Chu y Mou (1973) .....	468
6.3.5. Yong et al (1984) .....	473
<b>7. RESUMEN, CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION . . . . .</b>	<b>483</b>
7.1. RESUMEN Y CONCLUSIONES .....	483
7.2. LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION .....	497
<b>ANEJO. REFERENCIAS . . . . .</b>	<b>501</b>

## AGRADECIMIENTOS

El agradecimiento es obligado, en primer lugar, a Eduardo Alonso, director de esta tesis, y a Antonio Lloret y Antonio Gens, por su continuo apoyo en el trabajo realizado, y es extensivo a todos los miembros del Departamento de Ingeniería del Terreno de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona.

Especial mención merecen dos personas cuya colaboración ha sido importante en el trabajo experimental llevado a cabo. Por una lado Sebastián Muñoz, que mecanizó la mayor parte de las nuevas piezas del equipo de laboratorio, y por otro lado Josep Suriol que diseñó y fabricó algunos de los sistemas electrónicos de control de los ensayos, aparte de ayudar en la realización de éstos últimos.

Distintas personas han colaborado intensamente en la fase final del trabajo llevado a cabo. Los gráficos fueron pacientemente delineados por Eulalia Culleré, el texto fue mecanografiado y corregido, asimismo con gran paciencia, por Marta Mongrell, y algunas particularidades del procesador de texto utilizado fueron estudiadas con César Villar.



En aspectos específicos de la tesis han colaborado, asimismo, José Alvarez, Olga Arenas, Alfredo Balmaceda, Jaume Clapés, Josep Gili, Antoni Llach, José Marín, Fernando Martialay, Luis Murcia, Fermín Navarrina, Josep Sarrate y Ana Serra.

Es asimismo obligado agradecer a la Agrupación de Fabricantes de Cemento de Cataluña la disponibilidad de sus equipos informáticos para escribir esta tesis, al Departamento de Tecnología Mecánica de la Escuela de Ingenieros Industriales de Barcelona la utilización de sus máquinas herramientas, al Taller Mecánico de la U.P.C. la mecanización de algunas de las nuevas piezas del equipo de laboratorio, a las empresas Cementos Molins S.A. y L.A.C.S.A. el haber permitido el uso de su granulómetro láser para la identificación de los suelos ensayados, al Instituto Jaime Almera la realización de varios ensayos de difracción de rayos X sobre muestras de suelo, a la empresa Procolor S.A. el haber facilitado las pinturas utilizadas para proteger al aluminio contra la oxidación, a la Generalitat de Cataluña su colaboración a través del Departament de Política Territorial i Obres Públiques y el haber concedido una beca para finalización de tesis doctorales, al Ministerio de Educación y Ciencia la ayuda prestada a través de su Plan de Formación de Personal Investigador y a la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona el haber constituido un marco idóneo para el desarrollo del trabajo realizado.

Finalmente es de nuevo necesario agradecer a Eulalia Culleré su paciencia y consideración a lo largo de todo el periodo de realización de esta tesis.

## RESUMEN

El objetivo fundamental de esta tesis ha sido la elaboración de un modelo elastoplástico capaz de reproducir los comportamientos característicos de suelos no saturados. Para ello se han seguido las etapas que se comentan a continuación:

a) Estado del conocimiento. Se han recopilado, como primer paso, resultados de ensayos sobre suelos no saturados descritos en distintas referencias.

b) Equipo experimental. Se ha desarrollado un equipo experimental capaz de realizar de forma automatizada ensayos triaxiales sobre suelos no saturados. En estos ensayos es posible seguir trayectorias tensionales arbitrarias en el espacio  $(p-p_u, s, q)$  y conocer en cada momento el estado deformacional  $(\epsilon_v$  y  $\epsilon_u)$  y de humedad de las muestras. Los resultados obtenidos son procesados y representados gráficamente mediante el uso de un ordenador.

c) Ensayos de laboratorio. Para la realización de los ensayos de laboratorio se han utilizado dos tipos de suelo. Por una parte un caolín de baja plasticidad, con el que se han realizado la mayor parte de los ensayos, y por otra una mezcla de este caolín con una arcilla expansiva. Las trayectorias tensionales seguidas han incluido subtramos en los que se ha

variado  $p-p_u$ ,  $s$ ,  $q$  o  $p-p_u$  y  $q$ , manteniendo en cada caso las demás variables tensionales constantes. Los principales aspectos estudiados han sido la dependencia del estado del suelo con la trayectoria tensional seguida, los colapsos e hinchamientos del suelo al variar la succión, los estados de sobreconsolidación producidos ante incrementos de la tensión esférica y de la succión, las leyes más adecuadas para modelar la variación del volumen específico y los estados de rotura.

d) Modelo elastoplástico. Se ha elaborado un modelo de comportamiento elastoplástico a partir del conjunto de resultados experimentales obtenidos. Este modelo consta de tres superficies de fluencia en el espacio  $(p-p_u, s, q)$ . En una de dichas superficies la ley de fluencia es no asociada, y en las otras dos las leyes de fluencia son asociadas. En cuanto a las leyes de rigidización, se han deducido de la experimentación realizada. Mediante este modelo se reproducen los comportamientos característicos de suelos no saturados (variaciones de la rigidez, colapsos e hinchamientos, estados de rotura, etc.) tal y como se comprueba en varios ejemplos.

e) Comparación entre resultados experimentales y calculados. Para comprobar la fiabilidad del modelo propuesto, se han comparado sus predicciones con algunos de los resultados obtenidos en esta tesis y con otros procedentes de varias referencias. En general la correspondencia obtenida ha sido correcta.

## 1. INTRODUCCION Y OBJETIVOS

### 1.1. INTRODUCCION

La Mecánica de Suelos se ha desarrollado en sus inicios, fundamentalmente, para el caso saturado o seco. 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 y 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 tensionales, 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 las Tensiones Efectivas 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 un 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 del Suelo 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 proyecto 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 tensionales 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 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 (Aitchison y Woodburn (1969)).

Prueba de todo 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 suelos. 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. Estos datos se pueden considerar conservadores por cuanto pueden no incluir casos no conocidos o no reparados, o casos en que las causas no se atribuyeron, erróneamente, a la acción de estos suelos. Un valor realista de dichos costes puede ser incluso el doble del indicado (Holtz (1980)). Los costes estimados para 1979 ascendían ya a 7 millones de dólares en dicho país (Krohn y Slosson (1980)), aproximándose unos costes medios por vivienda unifamiliar reparada de 3.000 dólares, que podrían ascender a 6.000-7.000 dólares e incluso a 15.000 dólares en casos extremos.

A raíz de todo ello se han elaborado técnicas de identificación rápida o en detalle de la expansividad potencial de un suelo así como códigos de buena práctica para cimentaciones sobre suelos expansivos habiéndose incluso confirmado la necesidad de un marco legal que permita establecer las responsabilidades correspondientes en casos de patología provocadas por deformaciones del suelo (Holtz (1980)), Chen (1980)).

## 1.2. ESTUDIO DE LOS SUELOS NO SATURADOS

Se pueden considerar 4 puntos de vista, relacionados y progresivos, para proceder al estudio de los suelos no saturados:

- seguimiento del comportamiento del suelo en el campo y en obras concretas, instrumentando y realizando medidas de parámetros de interés (tensiones, corrimientos, etc.).
- realización en laboratorio de ensayos, más o menos complejos, reproduciendo fenómenos reales, y estudiando la influencia de determinados parámetros y características del terreno. 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.
- desarrollo de reglas de origen empírico, que relacionen los comportamientos observados y los parámetros o procesos de partida. Estas reglas llevan a un conocimiento casuístico que puede permitir la prevención y estimación de los fenómenos en casos concretos, y la obtención de códigos más o menos generales de buena práctica.
- elaboración de modelos generales de comportamiento que permitan predecir con cierta fiabilidad y a partir del menor número necesario de parámetros, determinables en laboratorio con la mayor facilidad posible, la respuesta del suelo a las sollicitaciones a las que se vea sometido.

La relación entre estos apartados es especialmente significativa en los dos últimos en los que es necesario que las reglas derivadas o los modelos elaborados reproduzcan fielmente el comportamiento real en campo o en laboratorio.

Hasta el momento actual se ha avanzado fundamentalmente en los tres primeros apartados indicados, habiendo sufrido mucho menor desarrollo el cuarto.

### 1.3 OBJETIVOS

El objetivo fundamental de esta tesis es la elaboración y comprobación de un modelo elastoplástico de comportamiento para suelos no saturados que sea capaz de reproducir correctamente sus estados de deformación y rotura para cualquier trayectoria tensional, y en especial los procesos de colapso e hinchamiento que se presentan en este tipo de suelos.

Se pueden considerar 5 fases fundamentales en el trabajo realizado:

- a) revisión del estado del conocimiento en suelos no saturados. Datos existentes sobre su comportamiento y tratamiento.
- b) puesta a punto de los equipos experimentales necesarios para la realización de los ensayos de laboratorio.
- c) estudio del comportamiento de suelos no saturados en laboratorio. Realización de ensayos.
- d) elaboración de un modelo de comportamiento que reproduzca las características observadas o conocidas.
- e) comprobación del modelo desarrollado comparando sus resultados con los de los ensayos realizados en esta tesis y con otros descritos en distintas referencias.



El modelo no incluye el comportamiento del suelo bajo sollicitaciones térmicas, por otro lado poco significativas en buen número de situaciones (Lloret (1982)), ni las deformaciones secundarias del suelo.

Los parámetros utilizados en el modelo son determinables en laboratorio, facilitando de esta manera su aplicación a casos reales.

#### 1.4. CONTENIDO

A efectos de presentación esta tesis se ha dividido en 8 capítulos.

La revisión del estado del conocimiento en suelos no saturados se incluye en el capítulo 2. Se comienza con el origen de estos suelos, el estado tensional al que se ven sometidos, y el estudio de los fenómenos de colapso e hinchamiento. Respecto a estos últimos se plantean los procesos que los generan, así como la caracterización de suelos potencialmente colapsables o expansivos, la cuantificación de dichos fenómenos y los factores que les afectan, y su tratamiento en laboratorio.

Se plantea a continuación su estado tenso-deformacional a partir de los parámetros de estado, las propuestas realizadas para intentar definir tensiones efectivas, el comportamiento deformacional y el tratamiento de la histéresis, para finalizar con la rigidez y la resistencia al corte.

En el capítulo 3 se describen los equipos de laboratorio desarrollados y utilizados, así como la instrumentación que ha sido precisa y el tratamiento de los datos obtenidos.

El capítulo 4 cubre todo el trabajo experimental llevado a cabo. Se describen los suelos empleados, la fabricación de las probetas, el procedimiento de ensayo y el programa previsto. Este programa incluye ensayos a tensión de corte constante o variable, describiéndose, en cada caso, las trayectorias seguidas, los resultados obtenidos y las conclusiones de ellos derivadas.

De los ensayos se estudia la evolución de los distintos parámetros que determinan el estado del suelo (volumen específico, humedad, etc.) así como los estados de rotura.

La descripción del modelo elastoplástico se presenta en el capítulo 5. En él se desarrollan las hipótesis básicas de los modelos elastoplásticos con especial tratamiento del Cam-Clay como punto de referencia.

A continuación se exponen las características básicas del modelo propuesto: superficies y leyes de fluencia, leyes de rigidización, obtención de deformaciones y estados de rotura. Se trata asimismo el grado de saturación y la humedad.

Mediante la aplicación del modelo se observan, finalmente, los comportamientos por él predichos siguiendo trayectorias características.

En el capítulo 6 se comparan los resultados de laboratorio obtenidos en esta tesis y otros procedentes de la bibliografía con los predichos aplicando a cada caso el modelo propuesto.

Finalmente en el capítulo 7 se resume el trabajo desarrollado y las principales conclusiones derivadas de él y se exponen las líneas futuras de investigación abiertas.



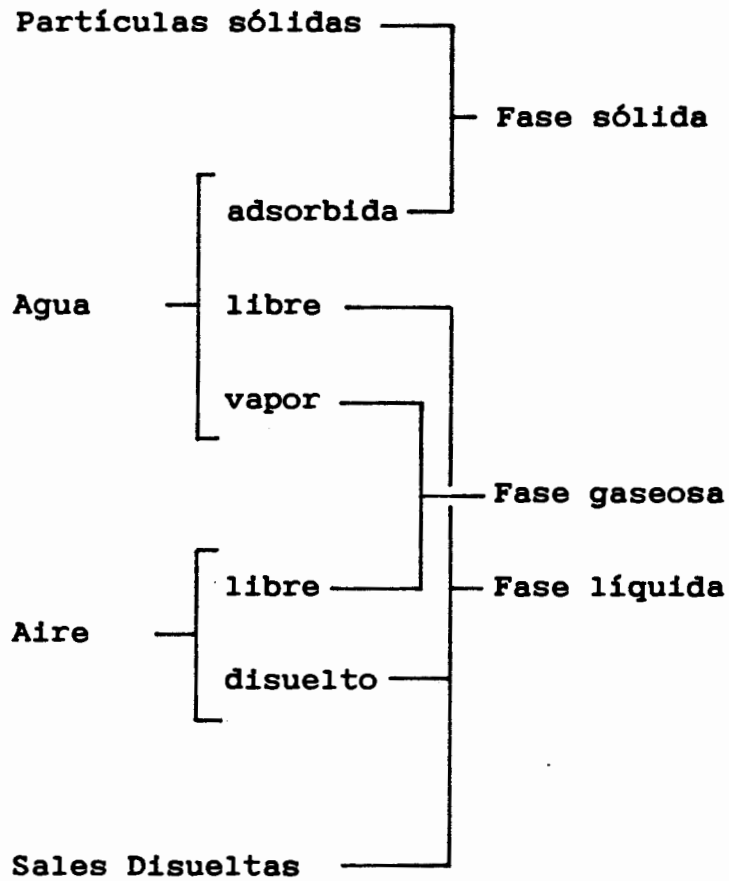
## 2. COMPORTAMIENTO DE SUELOS NO SATURADOS. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

En este capítulo se presenta una revisión bibliográfica de aquellos temas más directamente relacionados con el correspondiente al trabajo desarrollado o que enmarcan los puntos fundamentales utilizados o expuestos en él en lo que se refiere a la descripción y comportamiento de suelos en estado no saturado. Otros temas asimismo de interés, como puede ser el de instrumentación de laboratorio son comentados en los apartados correspondientes de capítulos posteriores.

### 2.1. EL SUELO EN ESTADO NO SATURADO

#### 2.1.1. INTRODUCCION

En el suelo en estado no saturado coexisten tres fases, sólida, líquida y gaseosa. Yoshimi y Osterberg (1963) resumen los componentes principales de cada una de dichas fases (tabla 1).



**Tabla 1.** Componentes principales de cada una de las fases de un suelo no saturado (Yoshimi y Osterberg (1963)).

Fredlund y Morgenstern (1977), sin embargo, consideran que el suelo no saturado se puede tratar como un sistema con cuatro fases, añadiendo a las anteriormente citadas la "membrana contráctil" producida por la interfase entre la fase líquida y la fase gaseosa (figura 1). Según dichos autores es posible hablar de esta cuarta fase por cuanto dicha interfase tiene propiedades diferentes a los materiales que la rodean y tiene unos límites definidos. Por ejemplo, la "membrana contráctil" es menos densa que el agua de la fase contigua, su conductividad térmica es mayor y sus propiedades birrefringentes son similares a las del hielo (Fredlund (1979)).

A efectos de este trabajo se seguirá el criterio tradicional de considerar al suelo en estado no saturado como un sistema trifásico por cuanto la "membrana contráctil" viene considerada implícitamente al estudiar el comportamiento conjunto de las fases líquida y gaseosa con sus propiedades.

#### 2.1.2. ORIGEN DE LOS SUELOS NO SATURADOS

Atendiendo a su origen, los suelos no saturados se pueden clasificar en naturales y artificiales. De entre los primeros se han descrito casos en la bibliografía tanto en suelos sedimentarios, ya sean eólicos, aluviales, coluviales, etc., como en suelos residuales.

Debido a su proceso de formación, los suelos sedimentarios pueden haberse depositado en ambientes acuosos o no acuosos. En el primer caso, procesos de descenso del nivel de la superficie libre del agua hasta quedar por debajo del terreno y su posterior desecación pueden originar un estado no saturado del suelo depositado. Ello implica una mayor probabilidad de aparición de estos fenómenos en zonas con clima árido, donde dicha desecación es más acusada. Sin embargo no sólo los agentes climáticos pueden favorecer dicho

---

S.E. de los Estados Unidos	6 a 23 m
Angola	8 m
Sur de la India	8 a 15 m
Africa del Sur	9 a 18 m
Africa Occidental	10 a 20 m
Brasil	10 a 25 m

---

Tabla 2. Espesores típicos de suelos residuales (Lambe y Whitman (1968)).

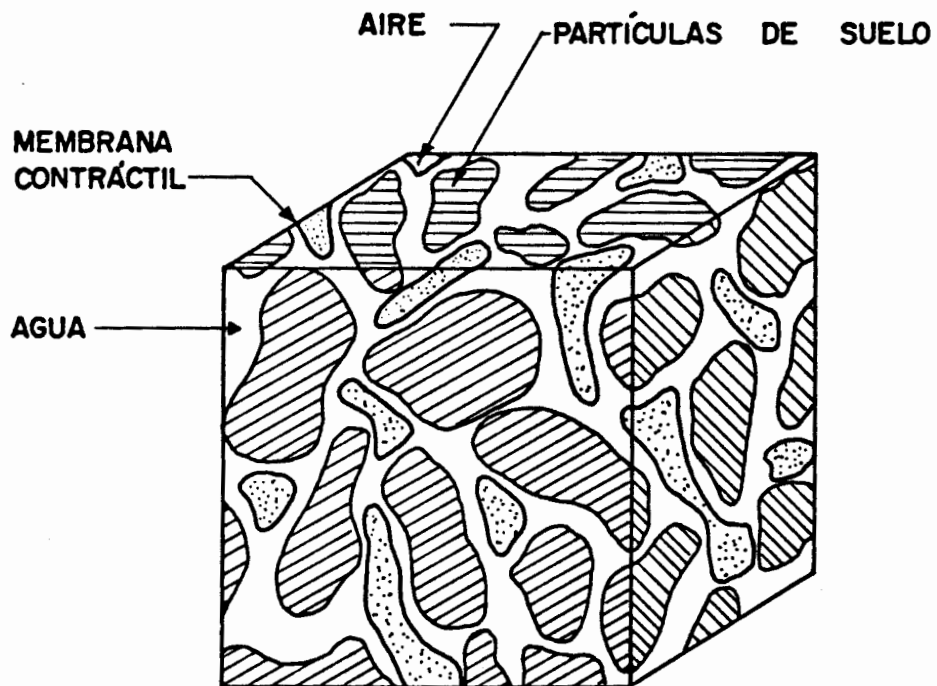


Figura 1. Fases de un suelo no saturado según Fredlund y Morgenstern (1977).

fenómeno sino que otros, como puede ser la vegetación, originan procesos similares por absorción del agua intersticial. Esta desecación afecta a un determinado espesor superficial de terreno, que en zonas de clima Mediterráneo puede ser de hasta 10 m.

Los suelos sedimentarios depositados en ambientes no acuosos pueden estar sometidos análogamente a cambios de humedad que los hagan pasar por estados no saturados. Un ejemplo típico lo constituyen los loess que cubren extensas regiones de la Unión Soviética, Estados Unidos, Rumanía, Hungría, China, India y otros países, pudiendo tener cientos de metros de espesor (Abelev (1975)), o, en España, los limos yesíferos de Aragón (Faraco (1972)).

En el caso de los suelos residuales su espesor depende de la relación entre la pérdida de material por el arrastre que puedan producir diferentes agentes y la velocidad de meteorización de la roca matriz. Sowers (1963), citado por Lambe y Whitman (1968), o Jiménez Salas y Justo (1975) proporcionan espesores típicos o significativos de suelos residuales en diferentes zonas del planeta (tabla 2).

La temperatura, la lluvia, el paso del tiempo, el tipo de roca original, el drenaje, la vegetación, la actividad bacteriana y la ausencia de importantes agentes de arrastre son factores que influyen decisivamente en la formación de suelos residuales. Condiciones favorables a esta formación se dan especialmente en zonas tropicales (Africa, América Ecuatorial, etc.), y debido a la alta permeabilidad de estos suelos y a la situación climática citada, frecuentemente están en estado no saturado (Vaughan (1985)). Pese a su amplia extensión los suelos residuales han sido poco estudiados por estar primordialmente situados en zonas poco desarrolladas, en contraste con los suelos sedimentarios, que se pueden encontrar en los centros importantes de población e industria (Lambe y Whitman (1968)).



En España como ejemplos de suelos residuales se pueden citar el jabre gallego, el sauló catalán (Jiménez Salas y Justo (1975)) o las arenas del subsuelo de Madrid (López Corral (1978a)).

Dentro de los suelos artificiales se encuentran los producidos por el hombre, como son los suelos compactados dispuestos en terraplenes, presas, etc. utilizados en estado no saturado buscando el óptimo para su compactación. Según Barden (1965) existen similitudes entre el comportamiento de suelos artificiales compactados y el de suelos naturales desecados, que pueden permitir unificar su tratamiento, aún cuando ambos materiales tienen algunas propiedades diferentes (los suelos compactados por el lado seco contienen probablemente algunos huecos de aire mayores que los suelos desecados).

### 2.1.3. FASES COMPONENTES

#### 2.1.3.1. 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 fundamentales en su comportamiento (Ravina (1973)). 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 tensional provocado en las interfases entre dichas partículas, el agua y el 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 tensionales. Stepkowska (1980), entre otros, distingue también diferentes agrupaciones de partículas de arcilla. En este caso el comportamiento del suelo podrá venir influido por la respuesta dependiente de los agregados como conjunto o de las partículas elementales (modificación de los agregados), pudiéndose diferenciar los poros internos a dichos agregados o los formados entre éstos.

Diversos autores han realizado estudios de porosimetría en varios tipos de suelos, desde arcillosos hasta arenosos (Sridharan et al (1971), Badger y Lohnes (1973), Ahmed et al (1974), García-Bengochea et al (1979), García-Bengochea y Lovell (1981) o Juang y Holtz (1986)). 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). La figura 2 procedente de Juang y Holtz (1986) es significativa en este sentido. Al tender hacia el lado húmedo o aumentar la energía de compactación se reduce el tamaño de poro del modo mayor, acercándose al

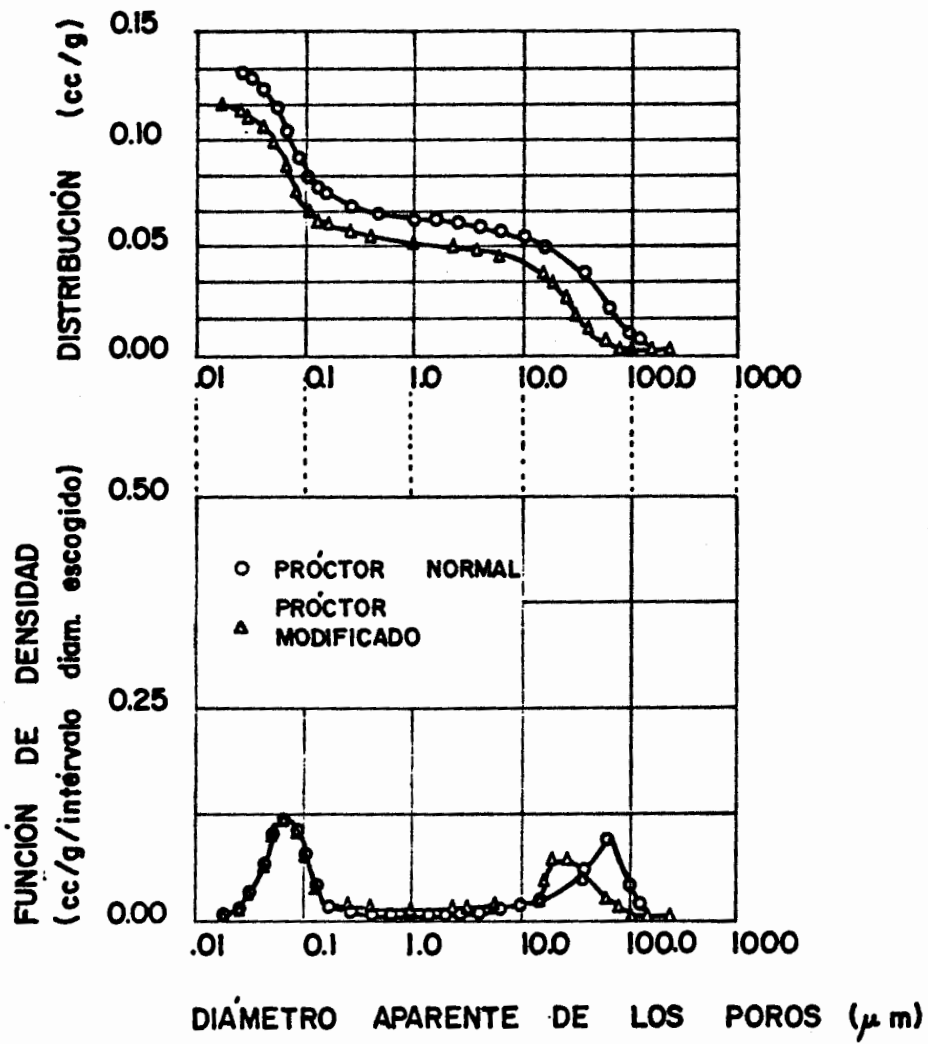


Figura 2. Distribución de poros de un suelo (70% de arena y 30% de arcilla) y efecto de la compactación (Juang y Holtz (1986)).

correspondiente al modo menor. Este, sin embargo, permanece prácticamente constante, siendo en consecuencia los poros entre agregados los que fundamentalmente producen el cambio de volumen en estos casos.

En procesos de secado de muestras de suelo se observan disminuciones de volumen en suelos blandos, y no en suelos puramente granulares (Sridharan et al (1971), Ahmed et al (1974), Badger y Lohnes (1973) o Lohnes et al (1976)), 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.

Así, por ejemplo, en el caso de las arcillas Bolt (1956) obtiene buenas relaciones entre su compresibilidad obtenida experimentalmente y la obtenida considerando la interacción entre las capas dobles de las partículas individuales. Kulkarni y Katti (1973), Sankaran y Venkateshwar Rao (1973), Stepkowska (1980) o Scott y Craig (1980) elaboran asimismo modelos de predicción basados en consideraciones microestructurales. Sankaran y Venkateshwar Rao (1973) señalan, sin embargo, la existencia de dos escuelas en lo que se refiere a la posibilidad de predicción del comportamiento

macroestructural de las arcillas a partir del comportamiento de la capa doble: la correspondiente a Davidtz y Low (1970) que niegan la posibilidad de realizar dicha predicción, y la de Philip (1972) que afirma lo contrario. Según su propia experiencia Sankaran y Venkateshwar Rao (1973) llegan a una conclusión intermedia según la cual dicha predicción es en ocasiones correcta.

En el caso de materiales granulares se han elaborado también modelos de comportamiento partiendo de consideraciones microestructurales (Cundall y Strack (1979), Kitamura (1981) u Oda y Konishi (1974)), aunque todos ellos estudian el suelo en estado totalmente seco. Recientemente, sin embargo, han aparecido los primeros modelos en los que el suelo es ya considerado en estado parcialmente saturado (Gili y Alonso (1988)) y con los que es posible reproducir fenómenos específicos de estos suelos como el colapso estructural.

#### 2.1.3.2. Fase líquida

La fase líquida la compone fundamentalmente el agua. Químicamente este 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 puede provocar altas sensibilidades en el suelo, pudiendo provocar inestabilidades de grandes masas de terreno (Gregersen (1981)).

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 silicato 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. Martín Viñas (1973a) estudia el mecanismo por el cual se producen fenómenos de hinchamiento en suelos que contienen sales solubles, fundamentalmente sulfato sódico; Blaser y Arulanandan (1973) estudian los cambios volumétricos producidos por dicho compuesto.

#### 2.1.3.3. 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 el 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)).

#### 2.1.3.4. Interacción entre las fases

Existen interacciones entre las fases líquida y gaseosa. 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 depende 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.

Por esta razón, y aunque en ocasiones las características microestructurales puedan derivar comportamientos cualitativos, en la presente tesis se va a estudiar el suelo globalmente.

#### **2.2. ESTADO TENSIONAL MICROESTRUCTURAL**

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 tensional a escala microestructural.

De forma simplificada se pueden considerar las siguientes fuerzas en dicho estado tensional:

- 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,  $p_w$ , y de aire,  $p_a$ , 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, dependerá fundamentalmente de dicho parámetro.

En el caso de 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 sobreconsolidadas, desecadas o cementadas, se puede hablar de la existencia de contactos entre partículas, sin embargo en arcillas muy plásticas, remodeladas o compactadas por el lado húmedo del óptimo, el área de contacto entre partículas puede ser incluso nulo (Lambe (1960a)).



### 2.2.1. FENOMENOS DE SUPERFICIE

El estado tensional 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 introducir las 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 producen la tensión superficial.

Aunque este estado tensional se produce progresivamente al acercarnos a la interfase, en el caso de fluidos inmiscibles se puede considerar que sólo afecta a la lámina infinitesimal de contacto (Bear (1972)).

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,  $p_a$ , y de agua,  $p_v$ , la tensión 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 (figura 3):

$$p_a - p_v = \sigma_s \cdot \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)$$

Debido a su origen, la tensión superficial dependerá fundamentalmente de la naturaleza de las sustancias en contacto, y de la temperatura, que influye en las fuerzas intermoleculares generadas. Así, en el caso aire-agua, la tensión 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 las correspondientes tensiones 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 el 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

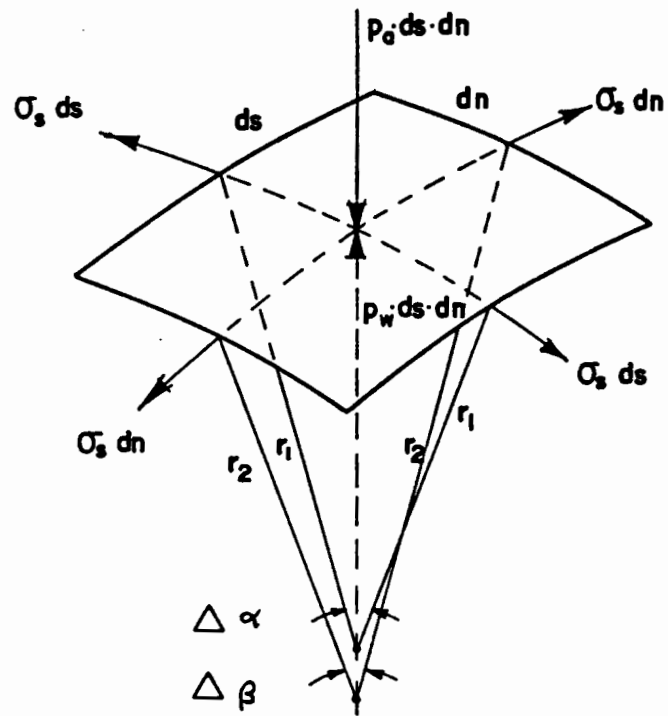


Figura 3. Equilibrio de un elemento diferencial de interfase aire-agua.

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

La acción intergranular resultante se obtendrá de la integración de todas estas tensiones 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, dependiente de la granulometría del suelo y de su índice de poros. Esto puede ser debido al efecto combinado de la magnitud de las tensiones generadas y la superficie sobre la que se aplican.

### 2.2.2. SUCCION

De acuerdo con Review (1965) se denomina succión (s) a la presión negativa de agua pura, referida a la presión intersticial de aire del suelo, a la que habría que someter al agua intersticial del suelo, a través de una membrana semipermeable, para estar en equilibrio con ella. Esta succión se puede considerar compuesta por dos sumandos:

$$s = s_m + s_o$$

El primero de ellos,  $s_m$ , o succión matricial, es la presión anteriormente definida cuando en vez de referirse a agua pura se refiere a agua con idéntica composición que la intersticial. Esta succión está directamente relacionada con el estado tensional 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.

La referencia anterior (Review (1965)) 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,

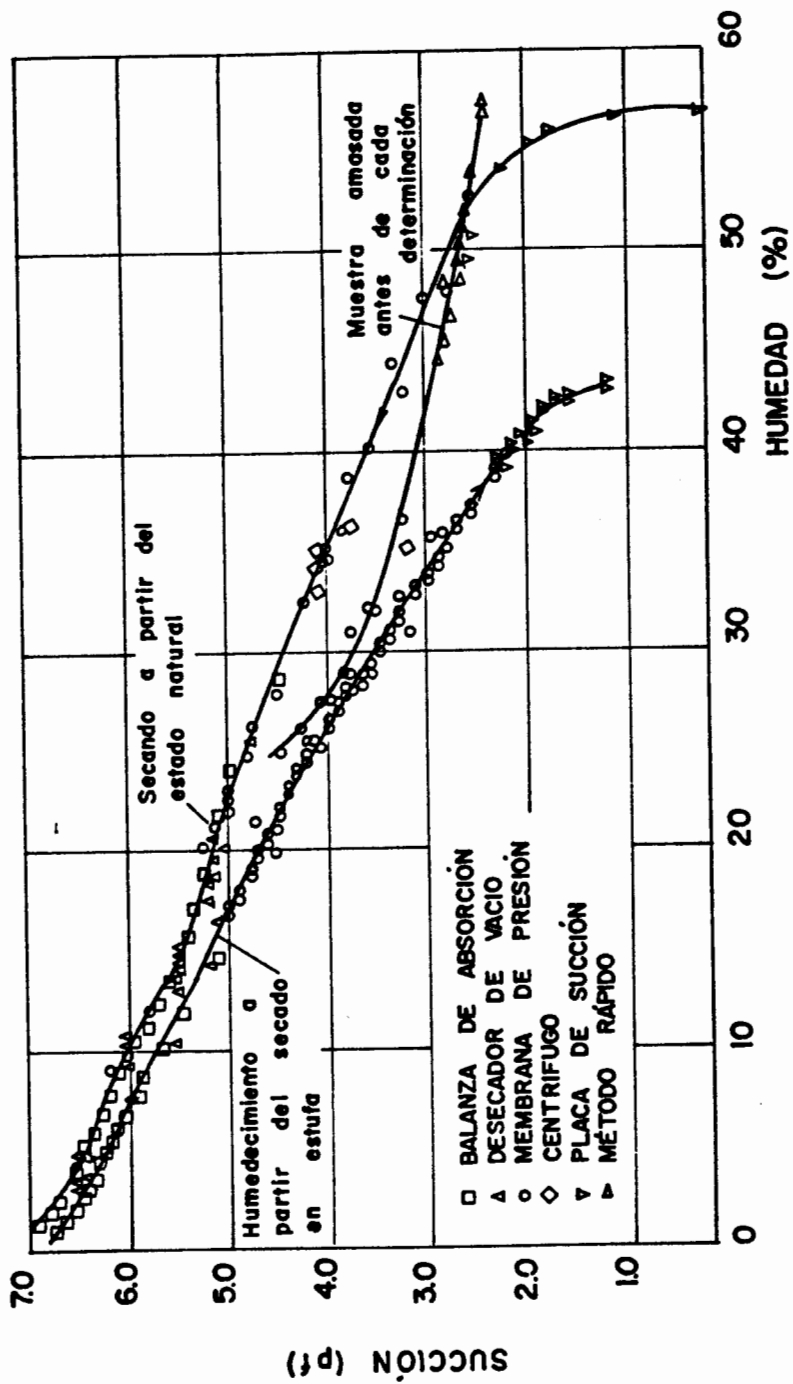


Figura 4. Curvas succión-humedad de un suelo arcilloso (Cronney y Coleman (1961)).

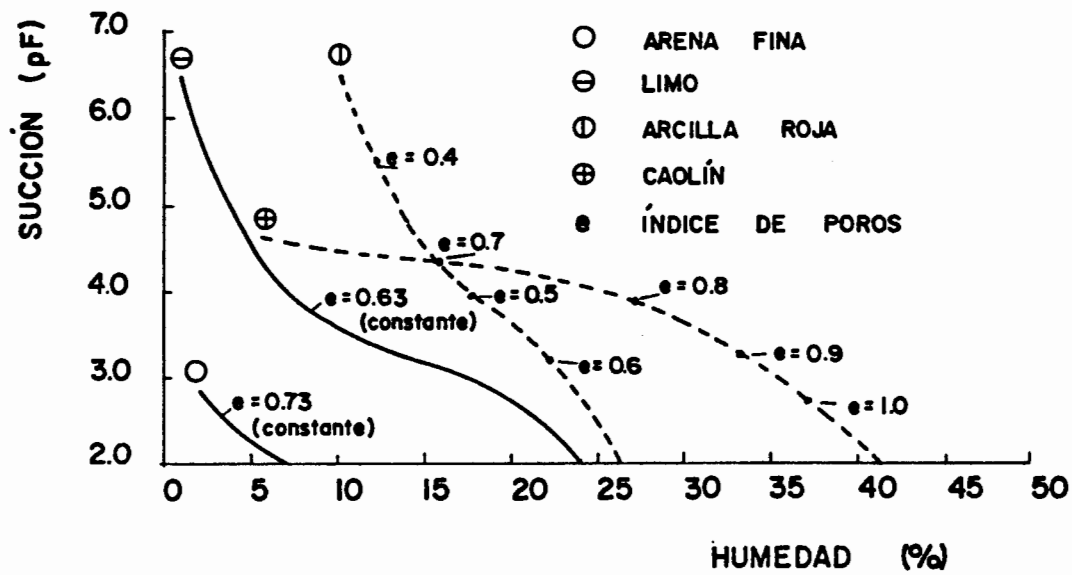


Figura 5. Curvas succión-humedad de suelos compresibles e incompresibles (Aitchison (1956)).

por ejemplo, Croney y Coleman (1961) obtienen estas curvas para el caso de una arcilla (figura 4) e indican que este resultado depende de la granulometría y naturaleza de las partículas, de su densidad (índice de poros) y de su compresibilidad (posible variación 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)).

La figura 5, procedente de la referencia anterior, muestra las curvas succión-humedad para cuatro tipos de suelos diferentes y con índices de poros constantes o variables según el caso, y la figura 6 muestra este mismo tipo de gráficos para el caso de una arena fina compactada hasta densidades secas variables (Croney et al (1958)). 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 la succión, mientras que suelos bien graduados muestran una variación más gradual de la humedad con la succión.

Esta relación se pierde en procesos no monótonos (secados y humedecimientos) debido a los fenómenos de histéresis que aparecen en este caso. La figura 7 procedente de Poulouvasilis (1962) muestra las diferentes curvas obtenidas al cambiar el sentido monótono de variación de la humedad.

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.



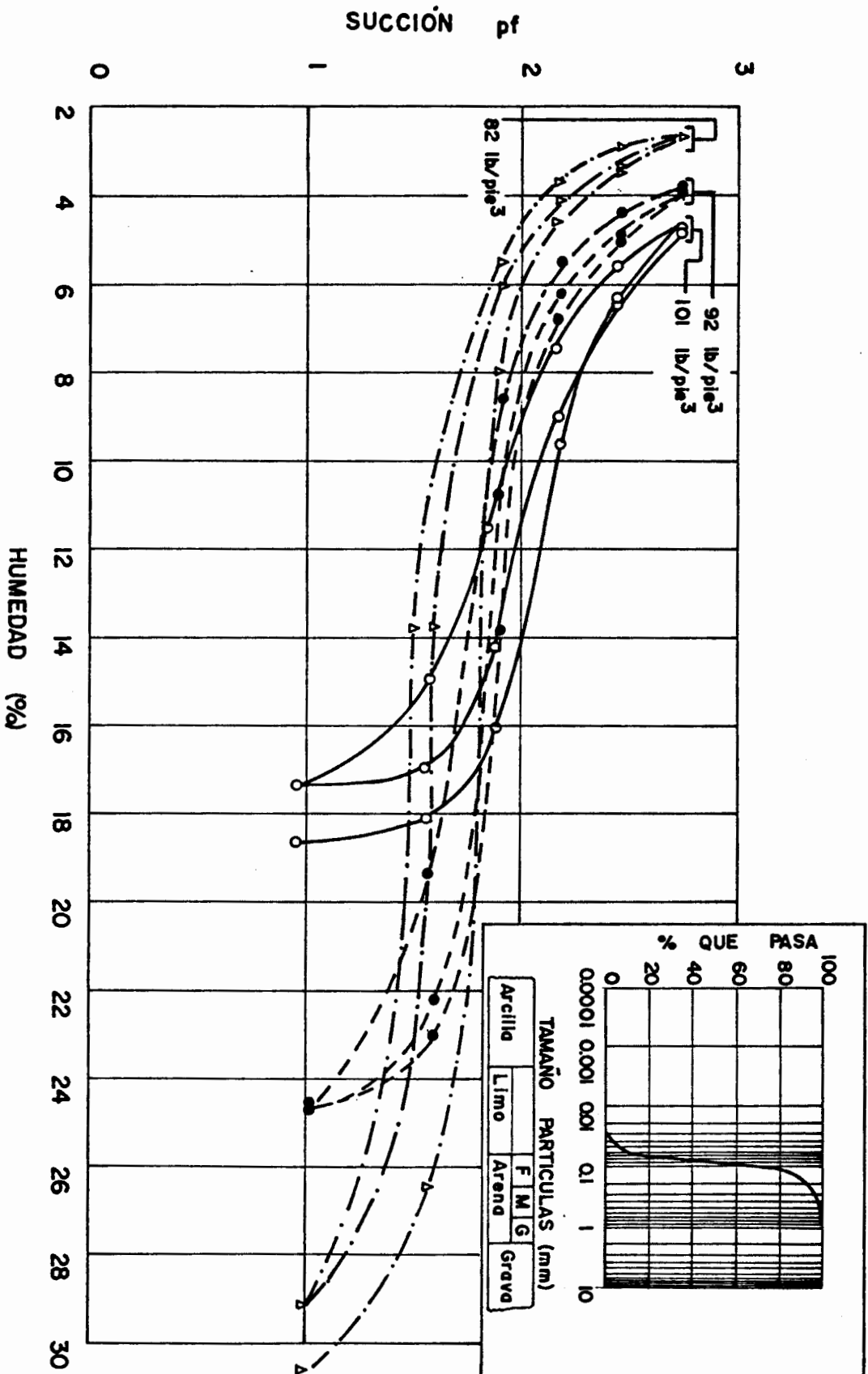


Figura 6. Curvas succión-humedad de una arena fina compactada hasta diferentes densidades secas (Cronney et al (1958)).

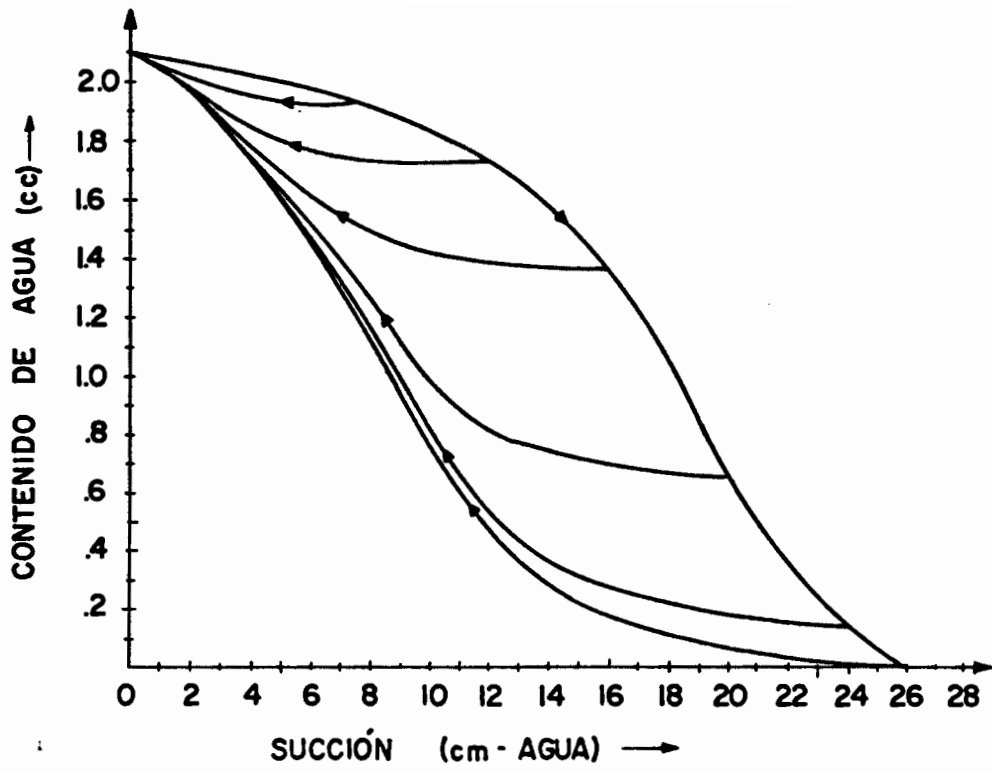


Figura 7. Histéresis en las curvas succión-humedad (Poulovassilis (1962)).

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 de los 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  $p_a - p_v$  puede ser asimilado al de la succión matricial. A lo largo de esta tesis se seguirá el criterio de utilizar indistintamente los términos  $p_a - p_v$  y succión ( $s$ ), sin distinguir en esta última si se trata de la total o de alguna de sus componentes.

## 2.3. COLAPSO E HINCHAMIENTO

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

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

### 2.3.1. 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 irrecuperable producida por el aumento del grado de saturación del suelo manteniendo constante el estado tensional exterior. Esta definición diferencia claramente al colapso de las deformaciones producidas, por ejemplo, al incrementar dichas tensiones 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)).

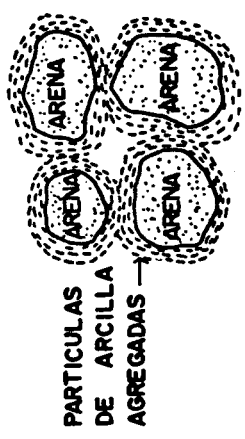
Se han realizado en diferentes ocasiones estados del conocimiento sobre el colapso o sobre los suelos susceptibles de presentar colapso, como es el caso de Sultan (1969) citado por Northey (1969), Dudley (1970) o, en parte, Aitchison (1973). A lo largo de este capítulo se hará uso de estas referencias en aquellos temas de interés que en ellas se traten.

#### 2.3.1.2. Mecanismos del Colapso

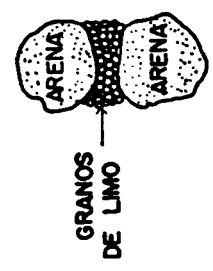
El colapso se produce cuando un suelo, que es estable frente a las cargas exteriores que soporta debido a la existencia de enlaces suficientemente fuertes entre sus partículas, pierde la acción de estos enlaces al aumentar el grado de saturación.

El origen de estos enlaces temporales puede ser diverso. Se pueden destacar los siguientes (figura 8):

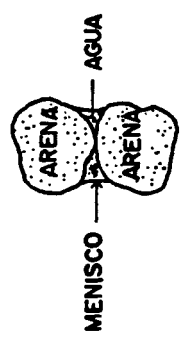
- enlaces de tipo capilar. El estado tensional provocado por los fenómenos de superficie en las interfases entre el aire, el agua y las partículas sólidas, incrementa las tensiones interpartículas, rigidizando la estructura del suelo y haciéndola más resistente. Este fenómeno es especialmente claro en 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.



PARTICULAS DE ARCILLA AGREGADAS



GRANOS DE LIMO

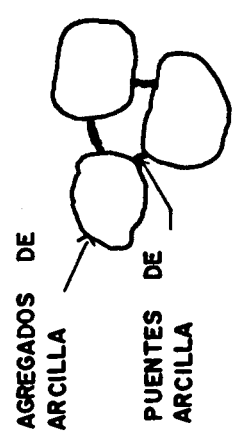


MENISCO

PARTICULAS DE ARCILLA AGREGADAS

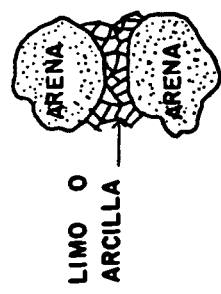
ENLACES DE LIMO

TENSION CAPILAR

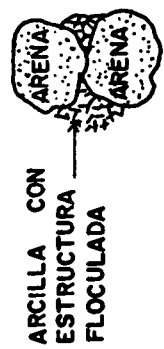


AGREGADOS DE ARCILLA

PUENTES DE ARCILLA



LIMO O ARCILLA



ARCILLA CON ESTRUCTURA FLOCULADA

ENLACES DE ARCILLA CON ESTRUCTURA FLOCULADA "MUD FLOW" SEPARACIÓN TIPO "MUD FLOW" ESTRUCTURA CON PUENTES DE ARCILLA

Figura 8. Enlaces temporales entre partículas cuya desaparición puede provocar el colapso (Dudley (1970), Maswoswe (1985)).

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 arenas 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 autogenéticas, 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 autogenéticas puede ser paralela, cara contra cara, alrededor de las 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, la concentración de sales, el índice de poros dentro de la estructura de la arcilla, o la temperatura (López Corral

(1978a)).

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 escorrentía 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.

El fenómeno de colapso puede ser debido en casos específicos a otros mecanismos aparte de los indicados. Martín Viñas (1973b), por ejemplo, elabora un modelo físico-químico para explicar el colapso en el caso de rocas, señalando la inexistencia o desconocimiento de mecanismos exclusivamente mecánicos que lo puedan explicar en este caso. Según dicho autor, el efecto que produce el agua, a causa de su carácter molecular dipolar, es el debilitamiento de la cohesión de la roca al reducir la energía de los enlaces químicos de origen fundamentalmente eléctrico, provocándose fracturas por las zonas más débiles o ya microfisuradas. Para comprobarlo utiliza líquidos diferentes para provocar el colapso, obteniendo una relación aparentemente lineal entre la magnitud del asiento y la constante dieléctrica del líquido utilizado.

Todos los mecanismos indicados producen en realidad el mismo efecto microestructural: la reducción de la resistencia al corte en los contactos. Si esta resistencia llega a ser menor que la sollicitación producida por las acciones exteriores, la estructura del suelo se reordena para resistirla, provocando el colapso.

### 2.3.1.3. Proceso de Colapso

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

a) la existencia de una estructura potencialmente inestable, como la de tipo floculado asociada con suelos compactados por el lado seco, o como los loess.

b) la acción de tensiones exteriores suficientemente grandes.

c) 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 fuerte tensión exterior 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 fuertes 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)).

Se ha descrito en numerosas ocasiones el proceso de colapso en casos reales o en laboratorio. Por ejemplo, Bally et al (1973) describe el caso de determinadas obras hidráulicas (canales, etc.) en Rumania, construidos sobre loess con alta porosidad, estables gracias a fuertes succiones y susceptibles de colapsar incluso por peso

propio. Este autor indica la abundancia de estos suelos en Rumania cubriendo, con diferentes espesores, del orden del 11,4 % de su territorio. Kezdi (1969) analiza el deslizamiento súbito de un talud en Hungría debido al ascenso del nivel freático. Faraco (1972) o Jiménez Salas et al (1973) describen el colapso de limos yesíferos de baja plasticidad en Aragón. Tanimoto et al (1983) explican el proceso de colapso provocado en laboratorio sobre una arcilla compactada.

Aunque se puede decir que el colapso es progresivo, por cuanto se produce a medida que aumenta el grado de saturación, en general se trata de un proceso rápido, tal y como se ha constatado en casos reales y en laboratorio. Zur y Wiseman (1973) incluso definen al colapso como un rápido decrecimiento de volumen provocado por la variación de determinados parámetros tensionales o ambientales. Efectivamente, la mayoría de los procesos de colapso descritos en las referencias son de corta duración, como constatan distintos autores, (Dudley (1970) Aitchison (1973)). Sin embargo, existen casos en que queda en evidencia el carácter progresivo del colapso, desarrollándose éste en un periodo de tiempo prolongado. Como ejemplo se puede indicar el que describen Tanimoto et al (1983), citado anteriormente. En realidad la mayor o menor rapidez con que se desarrolla el colapso depende fundamentalmente de la permeabilidad del suelo, de la velocidad en la variación del grado de saturación y, en su caso, de la rapidez en la pérdida de los enlaces, siendo más frecuentes los casos de colapso producidos sobre terrenos arenosos o limosos, en los que es más claro el mecanismo de colapso, que sobre terrenos arcillosos.

Diferentes autores (Jennings y Burland (1962), Jiménez Salas et al (1973), Maswoswe (1985)) comprueban que, tras el colapso hasta saturación completa, el suelo se comporta como si estuviese saturado desde el comienzo, o lo que es lo mismo, durante el colapso el suelo se va acercando a su

estado noval saturado (figura 9). Ello indica que un suelo podrá colapsar si su índice de poros es mayor que el correspondiente a su estado saturado para la situación tensional que soporta siendo previamente estable gracias a los enlaces temporales.

Por esta misma razón, y tal como confirma, por ejemplo, Abelev (1975), el colapso de un suelo tan sólo ocurre una vez para unas tensiones exteriores 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 las tensiones exteriores y del grado de saturación sitúen 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 describen 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 un máximo para una determinada carga, en general alta, y disminuyendo posteriormente (por ejemplo Vargas (1973), Maswoswe (1985) o 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.

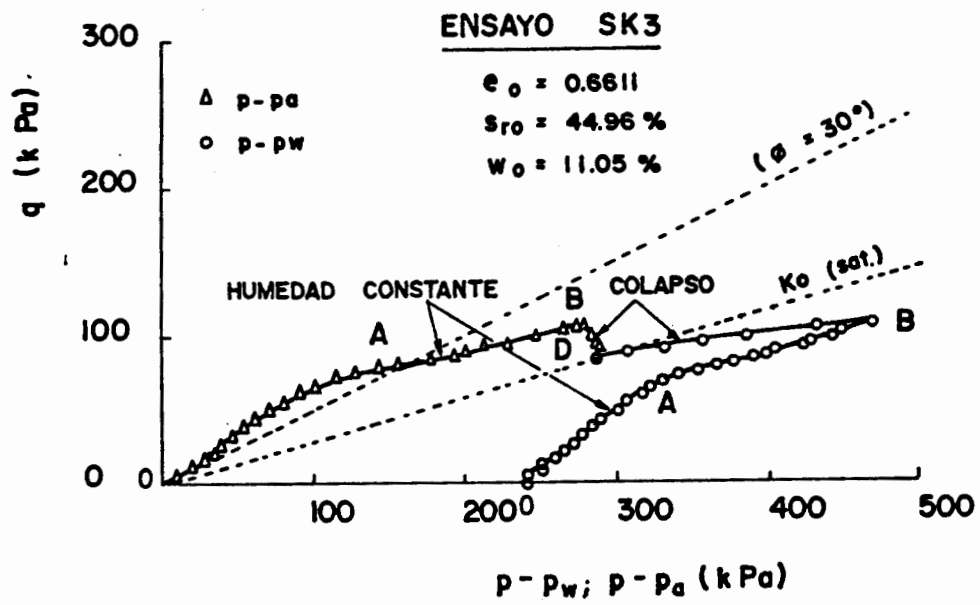
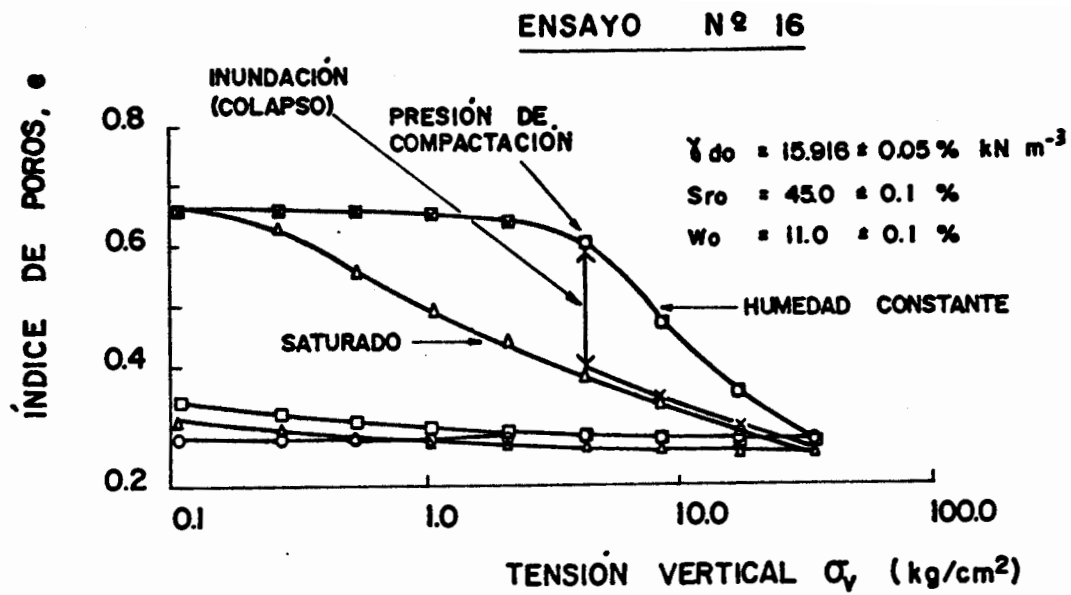


Figura 9. Tendencia del suelo tras el colapso hacia la curva noval saturada (Maswoswe (1985)).

El valor de la presión a la que se produce este máximo varía notablemente con el tipo de suelo considerado. La figura 10 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).

Como consecuencia de todo lo anterior el colapso dependerá de la historia tensional seguida por el suelo: tensión soportada en el momento de humedecer, colapsos ya producidos en humedecimientos previos, etc.

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 estado tensional de cada punto. En muchas ocasiones aunque el asentamiento se refleja en superficie, son capas profundas, sometidas a mayores presiones por la acción del peso del terreno, las que colapsan primero. Progresivamente, si es el caso, el colapso se va generalizando a otras capas. López Corral (1978a) 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.).

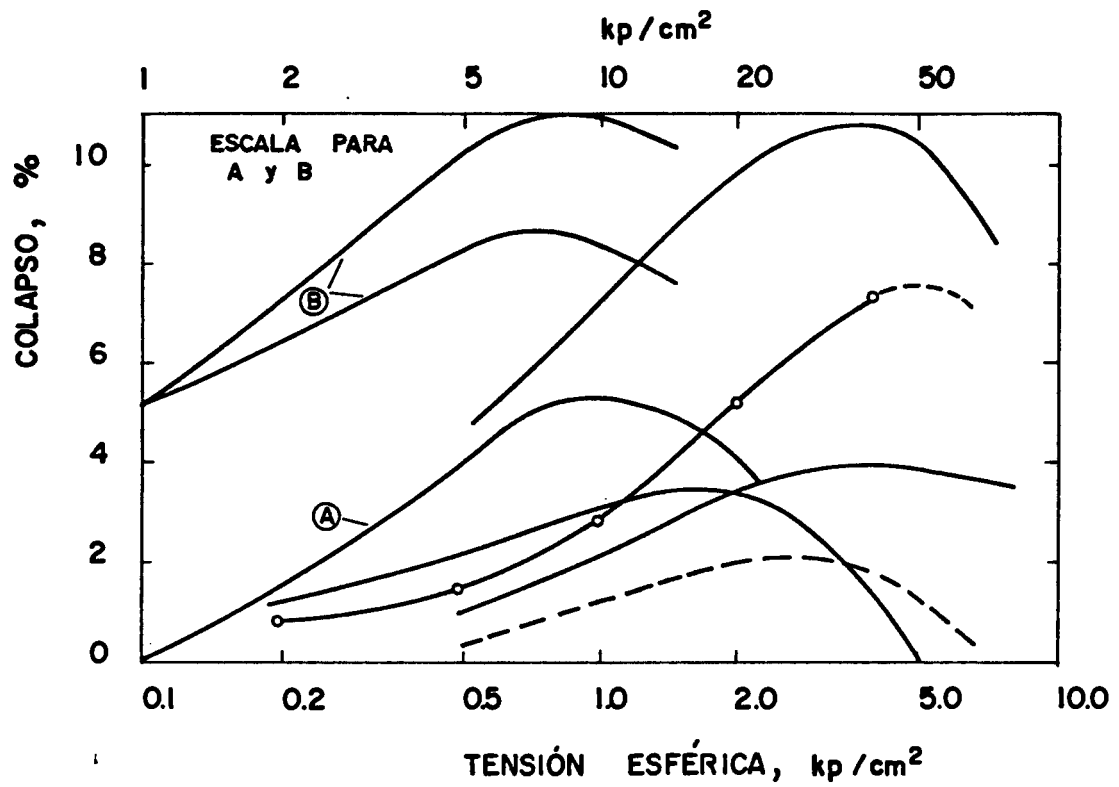


Figura 10. Relación entre el colapso y la tensión esférica para diferentes tipos de suelos (Yudhbir (1982)).

#### 2.3.1.4. Tipo y origen de suelos que presentan colapso

En la mayor parte de los casos, los suelos que presentan colapso están compuestos por partículas granulares, ya sean de tamaño de limo o de arena, frecuentemente con algo de arcilla. Sin embargo, como ya ha sido indicado, también se han observado fenómenos de colapso en suelos arcillosos. Se trata en general de suelos con estructuras muy abiertas.

El origen de estos suelos es muy variable. Dudley (1970) o Maswoswe (1985) enumeran tipos de suelos que han sido indentificados con estructura potencialmente colapsable. Aunque los más extendidos son los de origen eólico (loess y arenas eólicas) se han observado colapsos en suelos aluviales, coluviales, residuales o en rellenos artificiales entre otros. Lysenko (1971), citado por López Corral (1978a), confirma este hecho graduando la sensibilidad al colapso según el tipo de depósito. De esta forma los suelos de origen eólico son, por ejemplo, más propensos al colapso que los aluviales. Por otro lado, Aitchison (1973) indica que, dependiendo del lugar, pueden ser más propensos al colapso determinado tipo de suelos. Así, mientras que en Sudáfrica se asocian los suelos colapsables a los residuales y los expansivos a los transportados, en Australia ocurre al revés. Debido a esta diversidad Dudley (1970) indica que el determinar el origen de un suelo es de poca ayuda para conocer la probabilidad de existencia de colapsos, salvo que se disponga de correlaciones significativas en áreas concretas. Maswoswe (1985), sin embargo, considera que el origen de un suelo sí puede servir en determinados casos (depósitos eólicos) como guía somera de su comportamiento en comparación con otros depósitos con el mismo origen.



Normalmente los suelos susceptibles de presentar colapso se han encontrado en zonas con climas áridos o semiáridos en los que es más probable el estado parcialmente saturado del suelo. Sin embargo, este aspecto climático puede no ser determinante. Así, es posible encontrar también terrenos potencialmente colapsables en zonas con climas no áridos. Tal es el caso, entre otros, de algunas áreas del estado norteamericano de Mississippi donde se han detectado ciertos loess que presentan colapso al ser humedecidos (Dudley (1970)).

Los terrenos que pueden presentar colapso están muy repartidos por el mundo. En la bibliografía existen numerosas referencias al respecto. Por ejemplo, Austerlitz et al (1983), Stanculescu et al (1979), Abelev (1975), Anagnosti (1973) o Dudley (1970) describen casos de suelos eólicos en Israel, Rumania, la URSS, Libia, Rodesia o los EEUU, Vargas (1973) o Brink y Kantey (1961) describen casos de suelos residuales en Brasil o Sudáfrica, Jiménez Salas et al (1973) describe el caso de limos yesíferos en España, Uriel y Serrano (1973) o Dudley (1970) describen los casos de suelos volcánicos en las Islas Canarias o en los EEUU, Tanimoto et al (1983) describe el caso de rellenos arcillosos en Japón, etc.

Debido a esta gran diversidad de orígenes que incluyen desde arenas limpias a arcillas incluso de alta plasticidad, dependiendo de la porosimetría, el grado de saturación y el estado tensional, Aitchison (1973) indica lo inadecuado de hablar de "suelos colapsables" por cuanto no forman una unidad. Incluso determinados suelos pueden colapsar o hinchar dependiendo del estado tensional o de la acción conjunta de colapso de la fracción gruesa e hinchamiento de la fracción fina.

### 2.3.1.5. Indentificación y Cuantificación

Se han propuesto, con base en distintas experiencias, criterios sencillos de identificación de suelos potencialmente colapsables. Estos criterios utilizan parámetros del suelo que pueden ser significativos en este caso, como el índice de poros natural o a una presión dada, la densidad seca, el grado de saturación, la humedad, o los límites de Atterberg en caso de ser posible determinarlos. Esta última medida tiene el inconveniente de que se remoldea completamente al suelo para su determinación por lo que se destruye su estructura que es un factor importante en el proceso de colapso.

Mayores índices de poros, menores densidades secas, menores grados de saturación, menores plasticidades o menores estados tensionales iniciales, darán lugar a mayores susceptibilidades al colapso. Northey (1969) o Austerlitz et al (1983) enumeran algunos de estos criterios procedentes de la bibliografía (en la tabla 3 se incluyen algunos ejemplos).

Jennings y Knight (1975) señalan la imposibilidad de que se produzca colapso en suelos situados bajo el nivel freático y consideran un grado de saturación crítico, dependiente del tamaño de las partículas, por debajo del cual puede producirse el colapso al humedecer. Este grado de saturación crítico propuesto es:

gravas finas (1-6 mm):  $(S_r)_{crit} = 6-10 \%$

arenas limosas finas (150-2 $\mu$ ):  $(S_r)_{crit} = 50-60 \%$

limos arcillosos:  $(S_r)_{crit} = 90-95 \%$

a) Criterios basados en relaciones de índices de poros:

1 - Denilsov (1953)

$$K = \frac{e_p}{e_{nat}}$$

K = 0,5-0,75. Suelo altamente colapsable  
 K = 1,0. Límos no colapsables  
 K = 1,5-2,0. Suelos no colapsables

2 - Abelav (1968)

$$K = \frac{e_{nat}-e_p}{1+e_{nat}}$$

K > 0,02. Colapso potencial

3 - Markin (1969)

$$K = \frac{e_{nat}-e_p}{1+e_{nat}}$$

K > -0,1. Colapso potencial

b) Criterios basados en la humedad y límites de Atterberg:

1 - Prtklonskij (1952)

$$K = \frac{w_p - w_{nat}}{I_p}$$

K < 0. Suelos altamente colapsables  
 K < 0,5. Suelos no colapsables  
 K > 1,0. Suelos expansivos

2 - Feda (1968)

$$K = \frac{\frac{w_{nat}}{S_{nat}} - w_p}{I_p}$$

K > 0,85 y  $s_p \leq 0,6$ . Colapso potencial

c) Criterios basados en densidades:

1 - Kassif (1956)

$$K = \gamma_{nat} \cdot w_{nat}$$

K ≤ 1,5 - Colapso potencial

2 - Zur y Wiseman (1973) o Mitchell y Gardner (1975)

$$K = \frac{\gamma_{nat}}{\gamma_t}$$

K < 1,0 - 1,1. Colapso potencial

Notación empleada en esta tabla:

- K: coeficiente de colapso
- $e_{nat}$ : índice de poros natural
- $e_p$ : índice de poros para la humedad del límite líquido
- $e_p$ : índice de poros en edómetro tras saturación a carga p
- $w_{nat}$ : humedad natural
- $w_p$ : límite líquido
- $w_p$ : límite plástico
- $I_p$ : Índice plástico
- $S_{nat}$ : grado de saturación natural
- $\gamma_{nat}$ : densidad natural
- $\gamma_{nat}$ : densidad seca natural
- $\gamma_t$ : densidad para la humedad del límite líquido

Tabla 3. Criterios de identificación de suelos colapsables.

Este tipo de criterios, sencillos de utilizar, pueden ser útiles desde un punto de vista orientativo si se aplican en situaciones similares a las que han servido para su deducción. Sin embargo, aparte de que son aproximados, no cuantifican el colapso y en muchos casos no tienen en cuenta todos los factores que influyen en el fenómeno. Para poder cuantificar y en su caso identificar un posible colapso, se debe recurrir a ensayos de laboratorio o in situ.

Un ensayo clásico para la cuantificación del colapso es el propuesto por Jennings y Knight (doble edómetro) descrito, por ejemplo, en Jennings y Knight (1957). En este ensayo se estima el colapso, o en su caso el hinchamiento, comparando la deformación edométrica de dos muestras de suelo, una saturada y otra con la humedad natural (figura 11). Se supone que la inundación de esta última muestra la llevará a las condiciones correspondientes de la curva saturada, por lo que la diferencia entre ambas para cada tensión estimará el colapso. A los resultados edométricos obtenidos se le deben realizar ciertas correcciones para que los índices de poros de las dos muestras coincidan en el estado de tensión natural, según proponen dichos autores.

Este ensayo puede simplificarse utilizando una sola muestra que se carga con humedad natural, para obtener la curva correspondiente a este estado, y posteriormente se descarga, se inunda y se vuelve a cargar, para obtener la curva correspondiente al estado saturado (Jennings et al (1973)). Este método tiene el inconveniente de que la segunda curva se obtiene tras haber sometido al suelo a trayectorias tensionales previas, pero tiene la ventaja de que al utilizarse una única muestra en todo el ensayo se eliminan las posibles dispersiones producidas al emplear muestras diferentes.

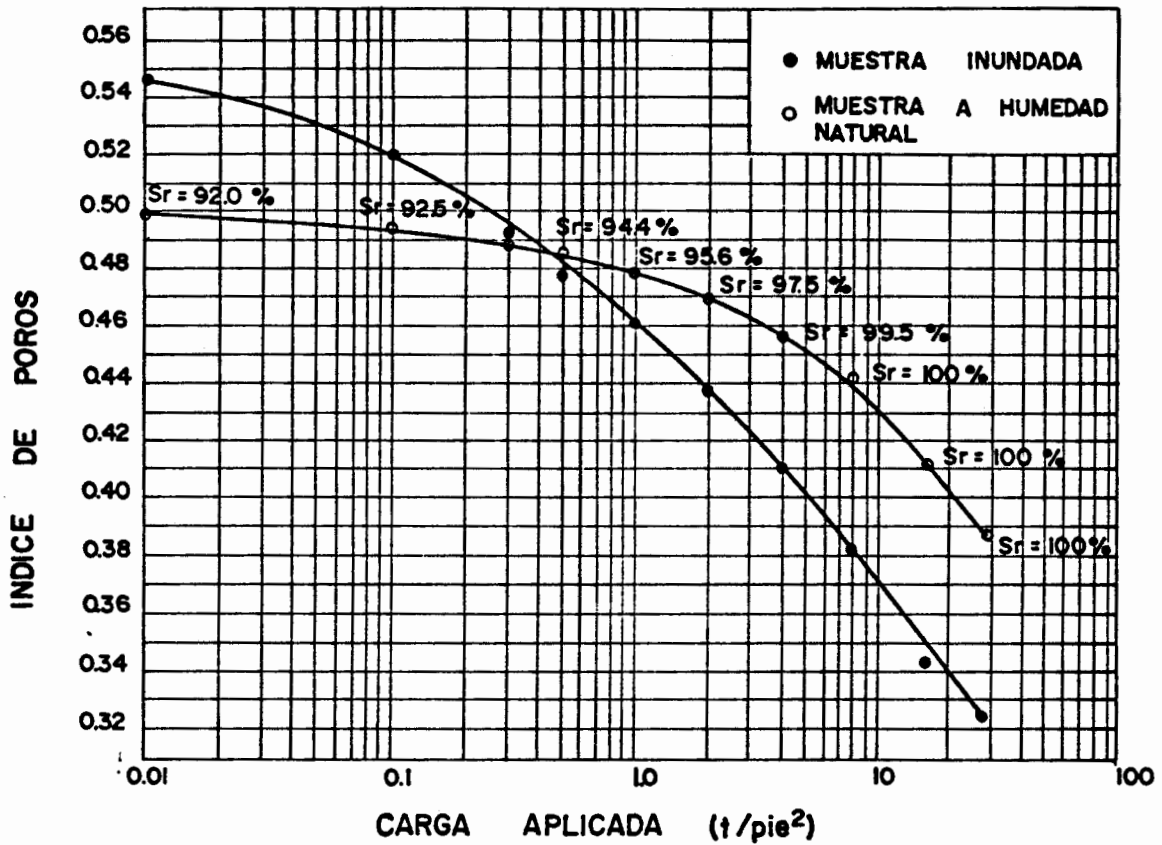


Figura 11. Resultados de un ensayo de doble edómetro sobre una arcilla expansiva, en los que se observa la zona de colapso y la zona de hinchamiento (Jennings y Burland (1962)).

Otro procedimiento consiste en utilizar también una sola muestra y, tras comenzar en las condiciones naturales, seguir una determinada trayectoria de tensiones provocando el colapso a una presión dada. El tipo de ensayo puede ser diverso (edométrico, triaxial) y, como es lógico, tan sólo predice la magnitud del colapso en las condiciones en que éste se produce. Algunos casos son descritos, por ejemplo, en Uriel y Serrano (1973) (ensayos triaxiales y edométricos) o en Tsien y Gu (1981) (ensayos edométricos). La repetición del ensayo para varias cargas exteriores permite obtener la curva de inundación bajo carga a la que llega el suelo tras ser saturado.

La inundación y saturación total, si bien es el caso más desfavorable, puede no ser realista en una situación concreta. Por ello es de interés el realizar ensayos con succión controlada, como los que describen, por ejemplo, Escario y Sáez (1973) o Escario (1980). De esta forma es posible ajustar la succión y predecir el colapso en determinadas situaciones sin llegar a la saturación total.

Aitchison (1973) señala tres precauciones necesarias al realizar estos ensayos:

a) es importante ajustar correctamente las condiciones iniciales, fundamentalmente en lo que se refiere a índice de poros y succión, para que el ensayo sea representativo.

b) debido a que el colapso depende de la trayectoria tensional seguida, se debe reproducir en laboratorio esta trayectoria lo más fielmente posible.

c) se debe tener en cuenta que el colapso puede venir controlado por otros mecanismos aparte de la succión, tal y como ya se ha comentado en apartados anteriores.

Se ha evaluado en diversas ocasiones la fiabilidad de los resultados obtenidos en laboratorio comparándolos con los que después se han observado in situ. Así, por ejemplo, se ha comprobado que el ensayo del doble edómetro acostumbra a subestimar el colapso. De hecho no está claramente justificado en este ensayo que la diferencia entre la curva saturada y la curva a humedad natural tenga que dar dicho valor (Justo et al (1984)), aunque sí puede proporcionar una buena aproximación a él. En cualquier caso son más fiables los ensayos directos, sobre todo con succión controlada, que siguen las trayectorias tensionales reales que puede sufrir el terreno. Wölle et al (1981) encuentran incluso problemas para realizar ensayos de doble edómetro en suelos muy heterogéneos por no poder conseguir dos muestras suficientemente parecidas en sus características.

López Corral (1978b) recoge algunas de las comparaciones descritas en la bibliografía entre las predicciones deducidas en laboratorio y las observadas in situ. Si bien parte de los casos son muy satisfactorios (58 cm por 56 cm, 17,5 cm por 15 cm, etc.) en otros las discrepancias son notables, llegando las diferencias desde el 30 %-50 % al 100 %-300 %. Minkov et al (1979) o Markovic y Bozinovic (1979) exponen asimismo las fuertes discrepancias observadas entre los colapsos predichos en laboratorio y los observados in situ que han llegado a ser, en algunos casos, de hasta el 1000 %.

Aunque el propio proceso de laboratorio puede introducir errores, es quizás el no considerar las tres precauciones indicadas por Aitchison (1973), por otro lado a veces difíciles de cumplir, las que pueden llevar a discrepancias tan notables. Las alteraciones de las muestras ensayadas al extraerlas o el desconocimiento de las condiciones reales (por ejemplo la succión) son factores importantes en el proceso de ensayo no siempre

suficientemente evitables.

Los ensayos in situ pueden ser también utilizados para identificar o cuantificar posibles colapsos. Un ejemplo lo constituye la carga con placa acompañada de humedecimiento del terreno. En este caso no resulta en general sencillo reproducir el estado real que se pretende simular. Por una parte la situación tensional no es directamente asimilable pudiendo existir un claro efecto de escala entre el bulbo de tensiones producido y el causado, por ejemplo, por una zapata o una losa de cimentación. Esto exige la interpretación cuidadosa de los resultados o, si es el caso, la modificación del ensayo o su repetición a diferentes profundidades. Por otra parte el proceso de humedecimiento puede no ser el que después se produzca in situ, por lo que también por esta causa el colapso observado o deducido puede no ser el que después se produzca.

En determinados casos se han propuesto fórmulas de predicción del colapso o modelos matemáticos, basados en ensayos realizados sobre muestras específicas, o en diferentes experiencias. Así, Krastilov (1973) citado por Minkov et al (1979) tras realizar 200 ensayos sobre un loess, deduce la siguiente expresión, dependiente del grado de saturación ( $S_r$ ), del índice de plasticidad del suelo ( $I_p$ ) y de su índice de poros ( $e$ ), para obtener el colapso (variación de la porosidad  $\Delta n$ ) bajo una carga vertical de 0,3 MPa:

$$\Delta n = 0,166.S_r^2 + 0,665.I_p + 0,078.e - 0,196.S_r - 0,854.I_p.S_r$$

Otro ejemplo lo constituye la expresión propuesta por Mustafayev (1975), citado por Jiménez Salas (1986), dependiente de dos parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  y de la presión ( $p$ ) que soporta el suelo:



$$\Delta n = a.p^b$$

Entre los modelos matemáticos aplicados cabe citar, entre otros, el de Mustafayev (1973) que utiliza la teoría viscoelástica lineal para predecir el colapso y el hinchamiento, o el uso del modelo de Winkler para suelos colapsables (Mustafayev (1981)) que puede ser una buena aproximación a su comportamiento en especial si se combina con un semiespacio elástico en el caso de loess (Minkov et al (1977)).

## 2.3.2. HINCHAMIENTO

### 2.3.2.1. Introducción

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

Entre los diferentes estados del conocimiento que se han realizado sobre estos suelos, se pueden destacar los de Aitchison (1973), Gromko (1974), Delgado (1986), Schreiner (1987) o en parte Justo y Saetersdal (1979), que serán utilizados a lo largo de este apartado.

El proceso de hinchamiento 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 las tensiones intergranulares al aumentar el grado de saturación. De hecho se pueden combinar estos dos fenómenos, absorción de

agua y relajación tensional, con un posible colapso, dependiendo de la estructura del suelo (densidad seca, presión exterior, etc.). En general, sin embargo, como ya se expone, el hinchamiento está asociado a terrenos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, contrariamente a lo habitual en procesos de colapso.

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

#### 2.3.2.2. Mecanismos del hinchamiento

Los mecanismos que producen el hinchamiento 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 el hinchamiento:

1. Hidratación de las partículas de arcilla. Las cargas eléctricas de las partículas de arcilla pueden atraer moléculas de agua que, por su carácter dipolar, 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 alejarnos 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 hinchamiento.

2. 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.

3. Repulsión osmótica. La concentración de cationes 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. Así, por ejemplo, Bolt (1956), en el modelo microestructural de comportamiento para predicción de la compresibilidad de arcillas puras que propone, considera el tercer mecanismo

citado basado en fenómenos de ósmosis para reproducir los procesos de hinchamiento, obteniendo buenas correlaciones con diversos ensayos realizados.

Sáez (1986a) diferencia dos etapas en el proceso de hinchamiento de una arcilla partiendo de un estado completamente seco. En la primera el agua se va introduciendo en los espacios interlaminares por causa tanto del potencial de hidratación de los cationes como de la carga neta de las superficies de las partículas. Así, en el caso de la montmorillonita pueden situarse por este mecanismo hasta 4 capas de moléculas de agua en ellos, pudiendo provocar aumentos de volumen de hasta el 100%. Una vez llenos estos espacios interlaminares y si sigue habiendo acceso de agua, se inicia la segunda etapa en la que se forma la capa doble difusa que rodea a las partículas. Durante esta segunda etapa, y dependiendo de las diferentes concentraciones de cationes entre el agua que accede y la de la capa doble, podrán producirse fenómenos de ósmosis tal y como se ha descrito anteriormente. La primera de estas etapas puede considerarse como un aumento del tamaño de las partículas de suelo mientras que la segunda puede considerarse como un aumento en las fuerzas de repulsión entre ellas.

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

La expansividad 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 electroestáticas 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 a la expansividad potencial 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 su tamaño.

Las estructuras de diferentes minerales arcillosos han sido ampliamente descritas en la bibliografía siendo en general bien conocidas. A efectos de su expansividad interesan tan sólo las estructuras formadas por capas y no los retículos tridimensionales que tienden a adquirir formas equidimensionales perdiendo importancia los fenómenos de superficie.

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 el hinchamiento: dimensiones de las partículas, cationes de cambio, sustituciones isomorfas, etc. observando en general las tendencias indicadas.

La expansividad 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 figura 12 presenta, como referencia, la estructura y principales características de estos tres




MINERAL	MONTMORILONITA	ILLITA	CAOLINITA
REPRESENTACIÓN SIMBÓLICA			
SUSTITUCIÓN ISOMORFA (TIPO Y PORCENTAJE)	Mg por Al, 1 de 6	Al por Si, 1 de 7 Mg, Fe por Al Fe, Al por Mg	Al por Si, 1 de 400
ENLACE ENTRE CAPAS (TIPO Y RESISTENCIA)	VALENCIA SECUNDARIA + ENLACE DEL ION DE CAMBIO	VALENCIA SECUNDARIA + ENLACE DE K	ENLACE DE H + VALENCIA SECUNDARIA
SUPERFICIE ESPECÍFICA (m <sup>2</sup> /gr)	800	80 - 100	10 - 20
1/DENSIDAD DE CARGA (Å <sup>2</sup> /ion)	133	67	83
CAPACIDAD DE CAMBIO POTENCIAL (me/100 gr)	100	150	3
CAPACIDAD DE CAMBIO REAL (me/100 gr)	100	25	3
FORMA DE LAS PARTICULAS	APLANADA	APLANADA	APLANADA
TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS	d = 0.1 a 1 μ e = 1/100 d	d = 0.1 a 2 μ e = 1/10 d	d = 0.3 a 3 μ e = 1/3 a 1/10 d

Figura 12. Estructura y principales características de la montmorillonita, de la illita y de la caolinita.

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. De esta forma, Arnold (1984) expone que en el sur de Australia los suelos expansivos contienen poca montmorillonita, siendo la illita la principal responsable del fenómeno. En España este mineral es también abundante en los suelos expansivos (Ruiz Carvajal (1985) citado por Delgado (1986)). En la illita y la caolinita los hinchamientos pueden ser apreciables si las partículas son suficientemente pequeñas (del orden de décimas de micra), siendo poco significativos en otros casos (Mitchell (1973)).

Otros factores, aparte del contenido de estos minerales, influyen en el hinchamiento real del suelo y son comentados en apartados posteriores.

Arnold (1984) o Schreiner (1987) 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.

Arnold (1984) encuentra una correcta correlación entre las zonas donde se han descrito terrenos expansivos y las de clima semiárido o mediterráneo del globo. Schreiner (1987) indica que han sido identificados suelos expansivos en todos los continentes y proporciona una relación, como referencia, de algunos casos (tabla 4).

#### 2.3.2.4. Proceso de hinchamiento

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



REGION	PAIS	REFERENCIA
AFRICA	General	Lyon Associates (1971) Morin (1971)
	Angola	Novais-Ferreira(1973)
	Botswana	MOWC (1982)
	Chad	Ola (1983)
	Etiopía	Morin y Parry (1971)
	Ghana	Gidigasú y Andoh (1980)
	Kenia	Dumbleton (1963) Strongman (1963)
	Nigeria	Jackson (1981) Ola (1978) Ola (1983)
	Sudáfrica	Brink (1955) Brink (1983)
	Sudán	Williams et al (1985)
Tanzania	Osman y Charlie (1984)	
Zimbabwe	Bucher y Sallie (1984) van der Merwe y Ahronovitz (1973)	
AUSTRALIA	General	Richards et al (1983)
	Queensland	Beckman et al (1951) Richards et al (1950) Waters y Kapitzke (1974)
	Sudaustralia Victoria	Mitchel (1984) Holland y Lawrance (1980)
EURASIA	China	Chen (1984)
	España	Ortiz y Serrano (1984)
	India	Katti et al (1973a) Mohan et al (1973)
	Reino Unido	Building Research Establishment (1980)
	Rumanía	Popescu (1979, 1980)
ORIENTE MEDIO	Arabia Saudi	Dhowian (1984) Ruwaih (1984)
	Israel	Kassif et al (1967)
	Jordania	Longworth, Salem y Sunna (1984)
AMERICA	Argentina	Moretto (1954)
	Canadá	Ching y Fredlund (1984) Hamilton (1963)
	Estados Unidos	Peterson y Peters (1963) Krohn y Slosson (1980) Snethen (1979)
	Perú	Carrillo-Gil (1980)
	Venezuela	Marquez (1965)

Tabla 4. Relación de algunos países donde se han referenciado suelos expansivos (Schreiner (1987)).

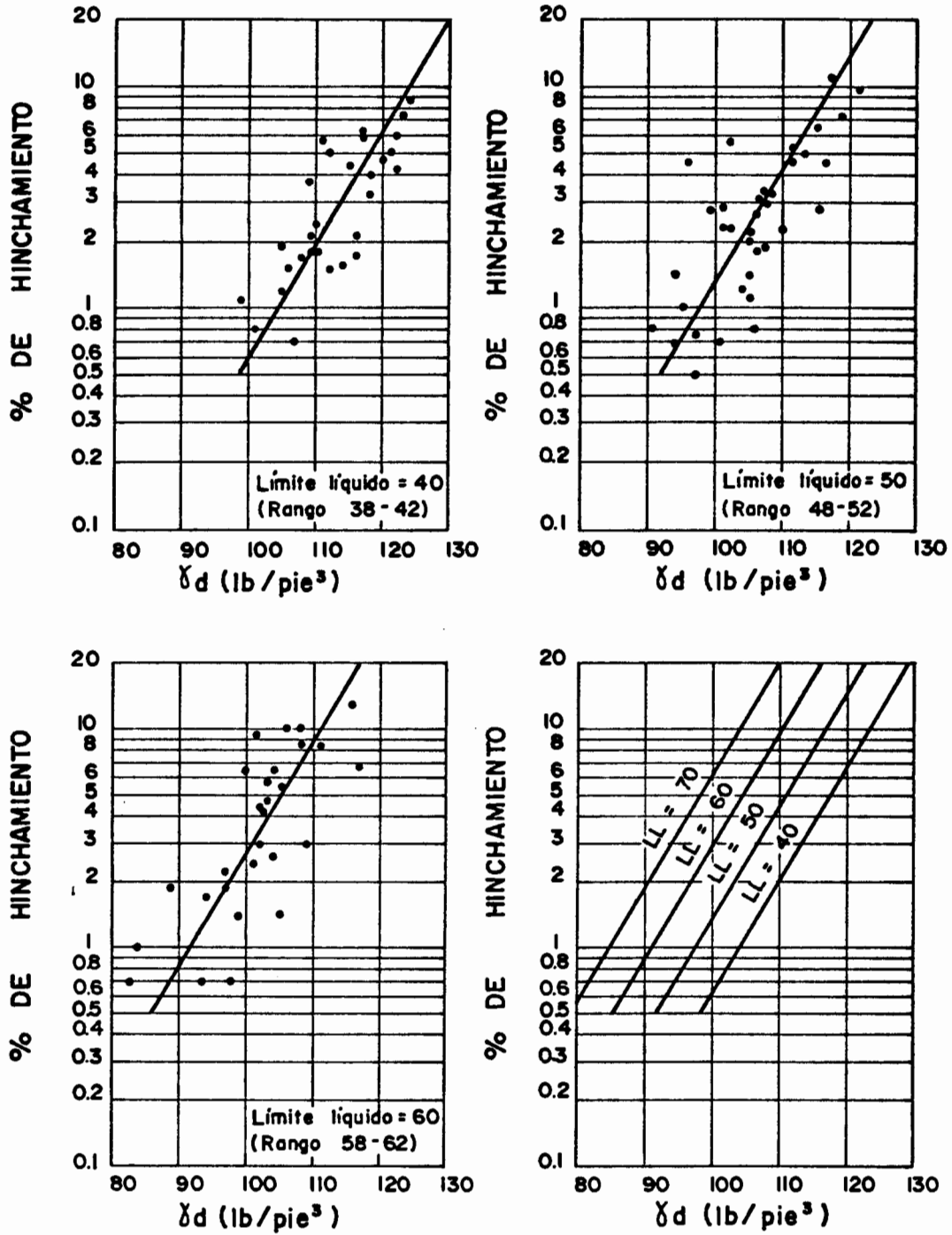


Figura 13. Relación entre la densidad seca y el hinchamiento libre en distintos suelos arcillosos (Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)).

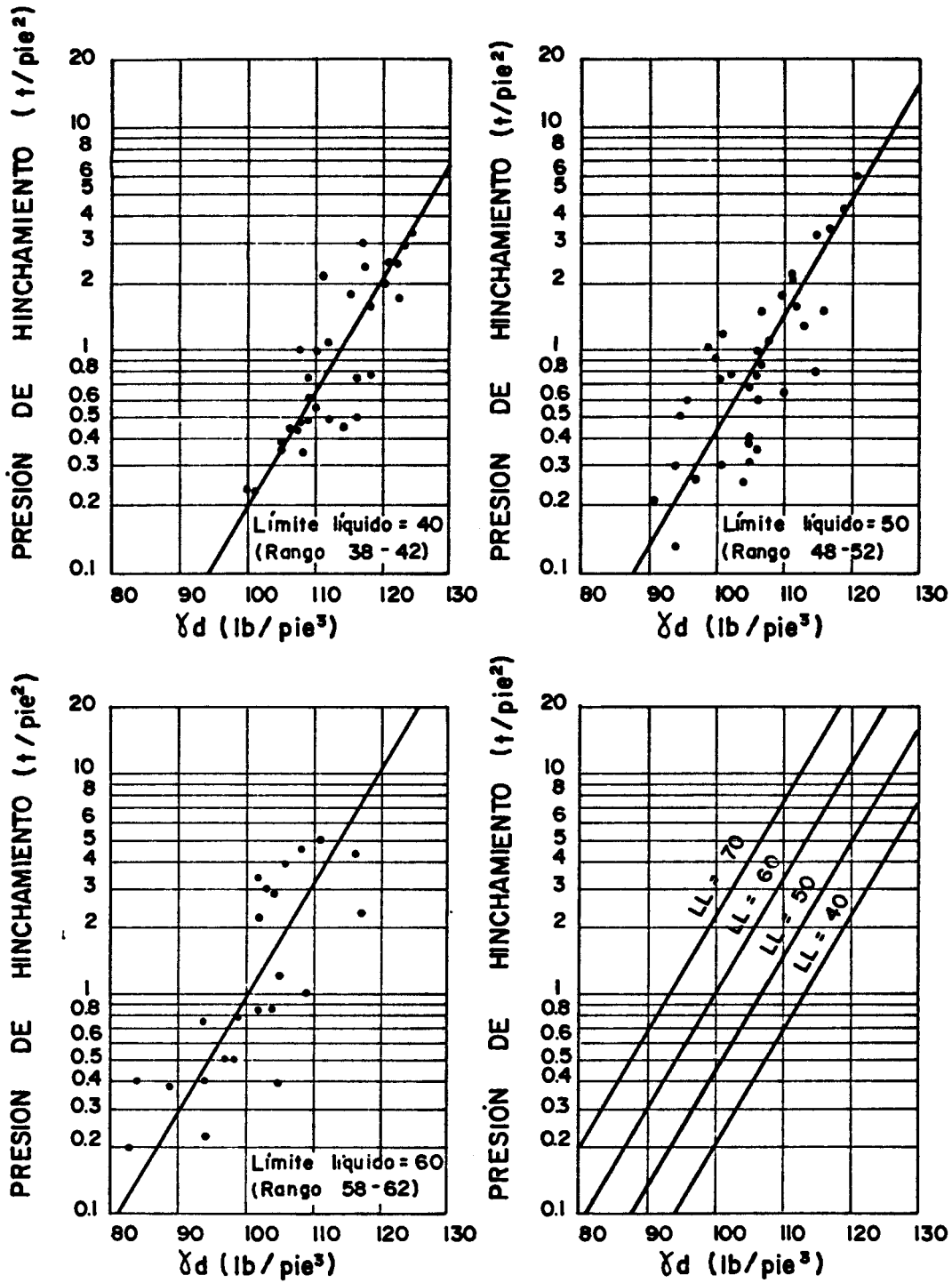


Figura 14. Relación entre la densidad seca y la presión de hinchamiento en distintos suelos arcillosos. (Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)).

a) Tipo de minerales contenidos y cantidad. De acuerdo con lo indicado en el apartado anterior, cuanto más potencialmente expansivas sean las partículas o en mayor proporción estén más importante podrá ser el hinchamiento.

b) Densidad seca. A igualdad de otros factores (misma humedad, etc.) cuanto mayor es la densidad seca de un determinado suelo mayor es su expansividad potencial. Así lo confirman, por ejemplo, los resultados experimentales de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) (figura 13), Brackley (1975) o Abeyesekera y Lovell (1981). 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), Brackley (1973) o Vijayvergiya Ghazzaly (1973) (figura 14).

c) Estado tensional. Cuanto mayores son las presiones a que se ve sometido el terreno menor es su expansión. Esta expansión puede ser nula o incluso negativa (colapso) si el estado tensional es suficientemente importante. Diversos autores comprueban o describen este fenómeno (por ejemplo Komornik y Livneh (1967), Brackley (1975) (figura 15) o Justo y Saetersdal (1979)). También se ha comprobado que la historia tensional puede influir en el hinchamiento del terreno. 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, como describen entre otros Chu y Mou (1973) (figura 16).

d) Estructura del suelo. Lógicamente la existencia de cementaciones reduce la expansividad 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

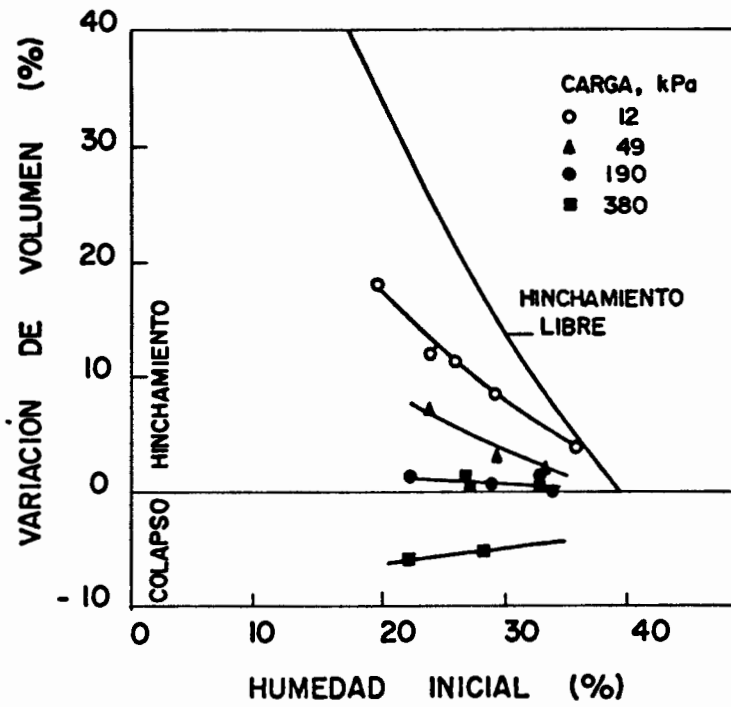


Figura 15. Influencia de la tensión aplicada, en el hinchamiento producido (Brackley (1975)).

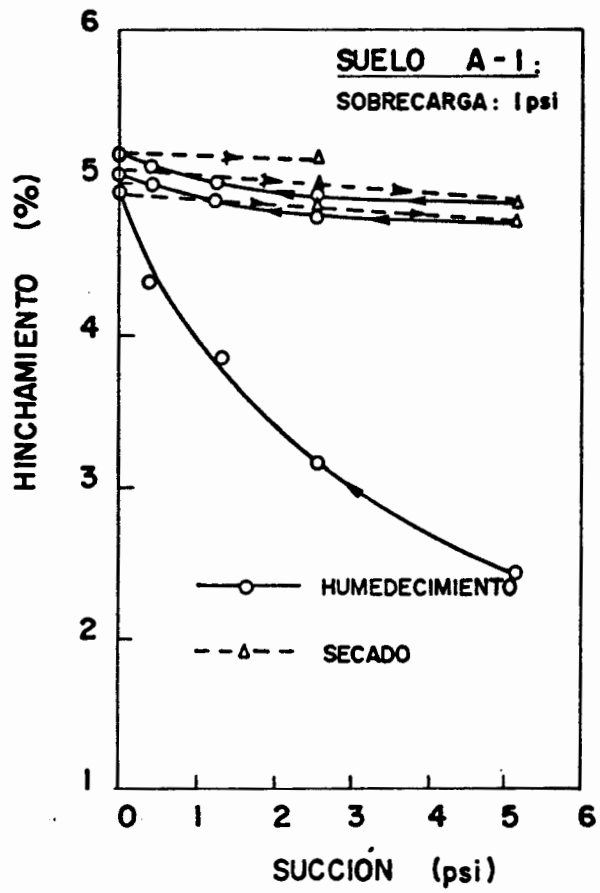


Figura 16. Efecto de secados y humedecimientos sucesivos sobre el hinchamiento (Chu y Mou (1973)).

estructuras dispersas. Asimismo exponen que la retracción es mucho menor en el primer tipo de estructura citado que en el segundo (figura 17). Este comportamiento está relacionado con los diferentes contactos existentes entre las partículas arcillosas en cada una de ellas (cara-borde o cara-cara). Warketin y Bozozuk (1961) comprueban que al remodelar una arcilla inalterada con estructura floculada modificando su estructura a dispersa se reduce el hinchamiento observado y aumenta la retracción. Gromko (1974), sin embargo, indica que el remodelo del suelo puede reducir su rigidez y su resistencia al corte aumentando el hinchamiento. Este es el caso, por ejemplo, de que existan cementaciones o enlaces entre partículas que son eliminadas en el proceso de remodelo. Por otro lado estructuras de suelo dispersas con las partículas orientadas preferentemente en una dirección pueden producir respuestas anisotrópicas de la deformación al humedecer o secar (Marsal (1979) o Komornik y Livneh (1971)). En este caso, lógicamente, las deformaciones serán mayores en la dirección perpendicular a la correspondiente a las partículas.

e) Tiempo. El tiempo es un factor muy importante en el proceso de hinchamiento. 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 infiltración, la geometría del terreno, su naturaleza, etc. el fenómeno de expansión será más o menos prolongado, pudiendo durar años (Schreiner (1987)).

f) 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

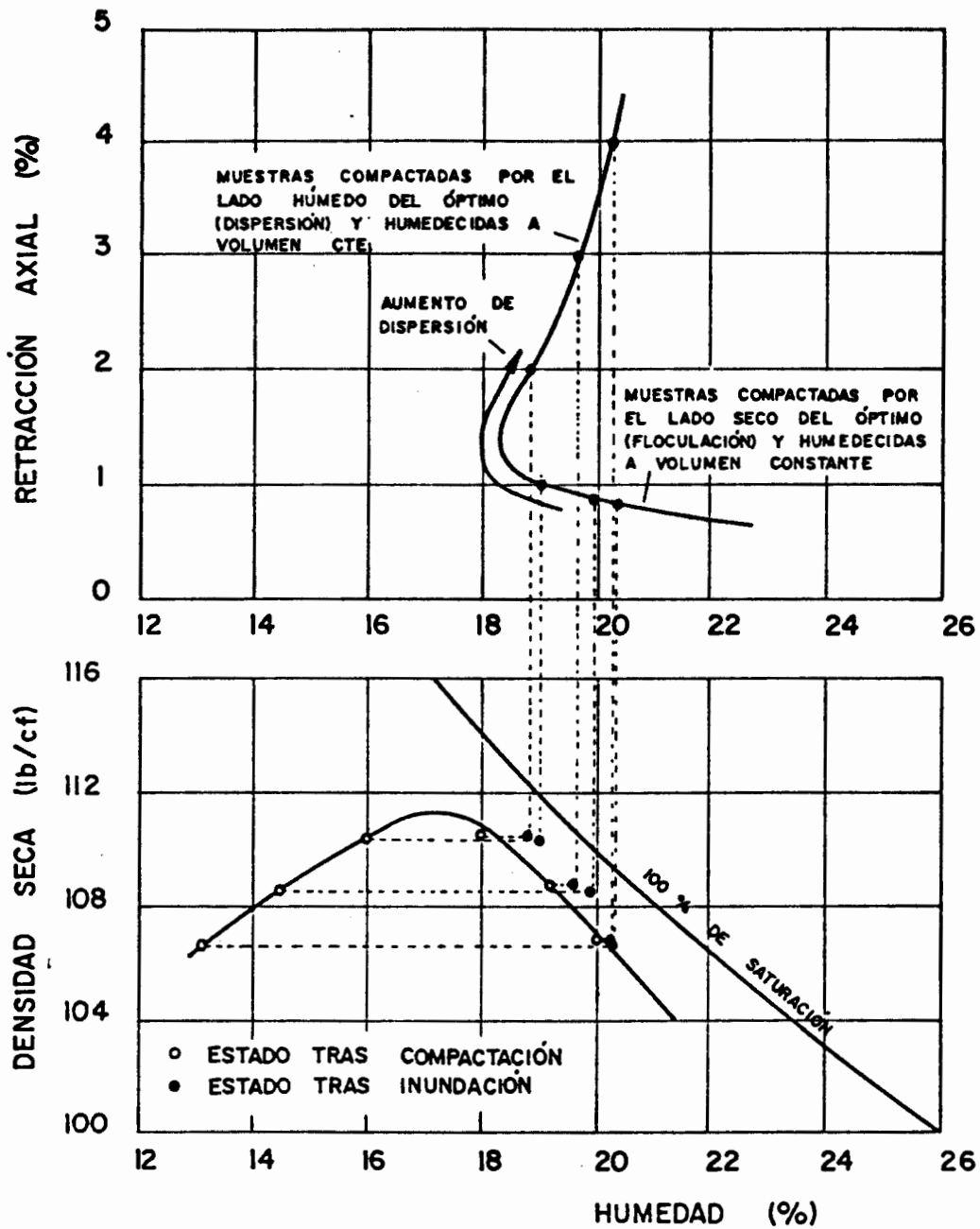


Figura 17. Influencia de la estructura de suelos limosos en su retracción. (Seed y Chan (1959)).



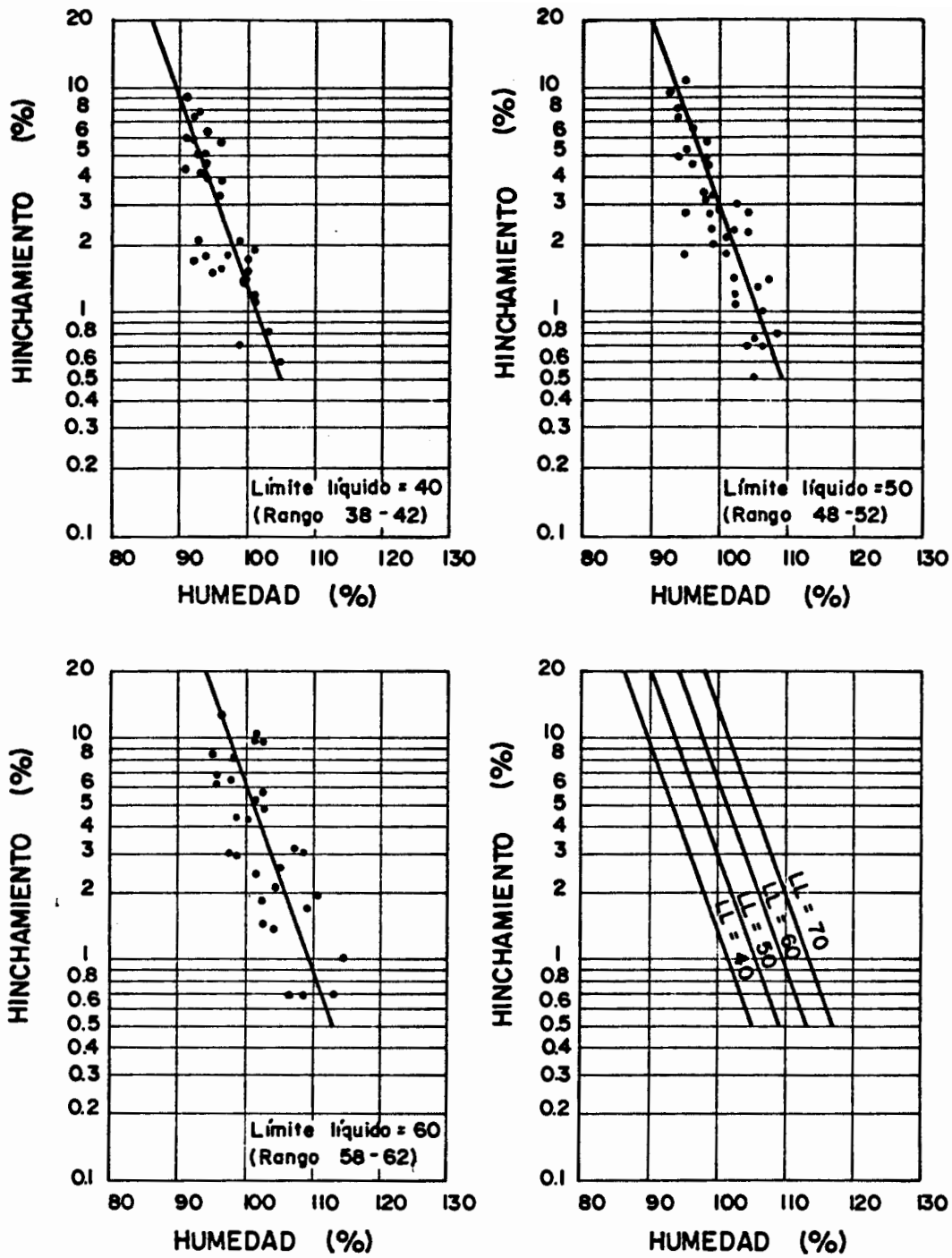


Figura 18. Relación entre la humedad y el hinchamiento libre en distintos suelos arcillosos (Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)).

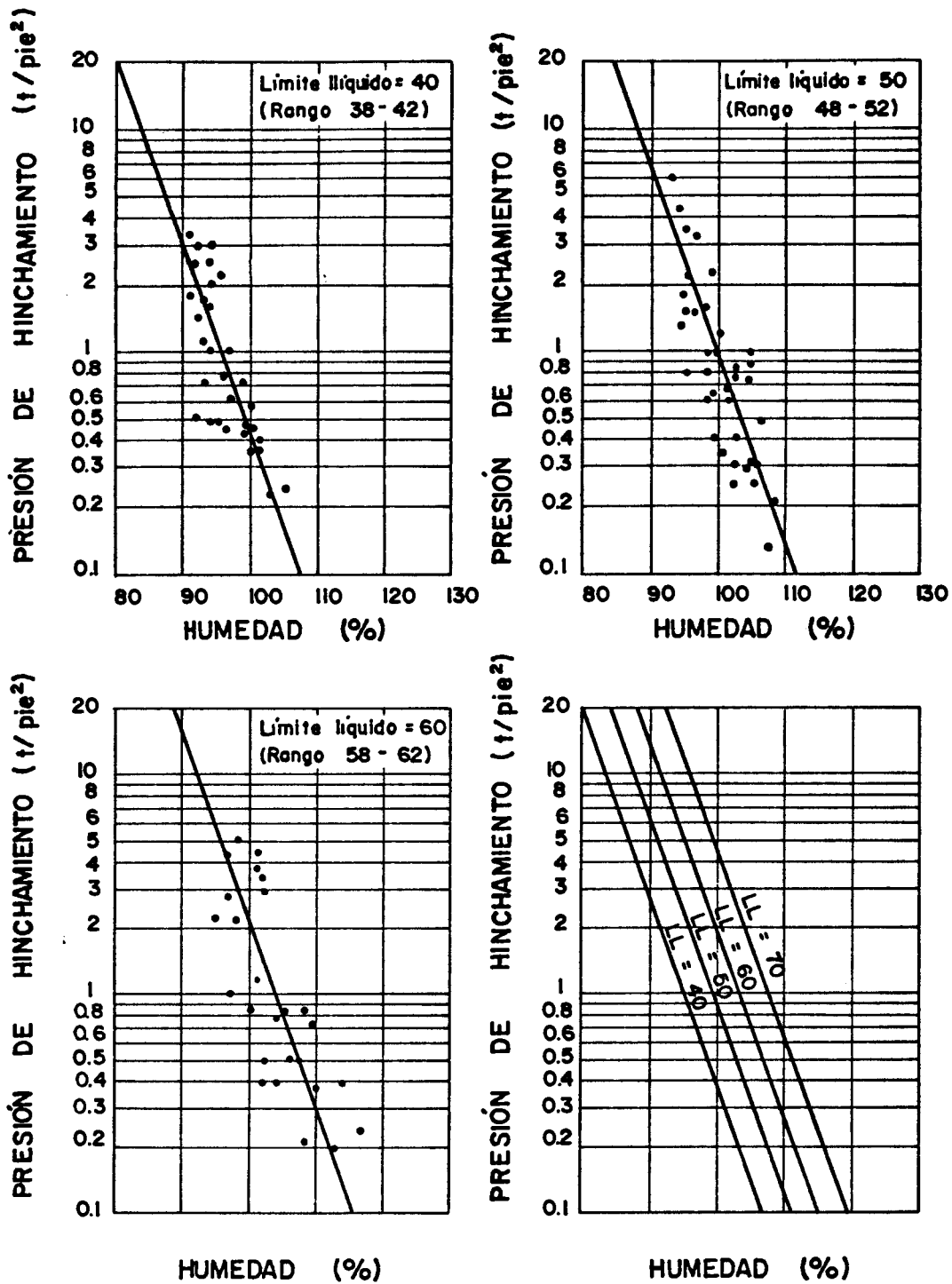


Figura 19. Relación entre la humedad y la presión de hinchamiento en distintos suelos arcillosos (Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)).

aire ocluido puede ser comprimido por las presiones de hinchamiento reduciéndolas.

g) Humedad. A igualdad de otros factores la humedad del suelo influye también en la magnitud del hinchamiento. Cuanto menor es la humedad mayor es la expansividad potencial por cuanto el suelo es capaz de absorber mayor cantidad de agua. Diversos autores correlacionan el contenido de agua del suelo con la magnitud del hinchamiento (Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) (figura 18) o Abeyesekera y Lovell (1981)). Según la primera de estas dos referencias, la presión necesaria para evitar el hinchamiento al humedecer también depende de la humedad inicial (figura 19) en contra de lo indicado, por ejemplo, por Brackley (1973) o 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 expansividad del suelo estará directamente relacionada con el método utilizado, la 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 mayores hinchamientos 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 hinchamientos que compactaciones por impacto o amasado. En las figuras 20 y 21 procedentes de Holtz (1959), citado por Gromko (1974), y de Gizienski y Lee (1965), y en la figura 22 procedente de Seed y Chan (1959) pueden observarse estos fenómenos.

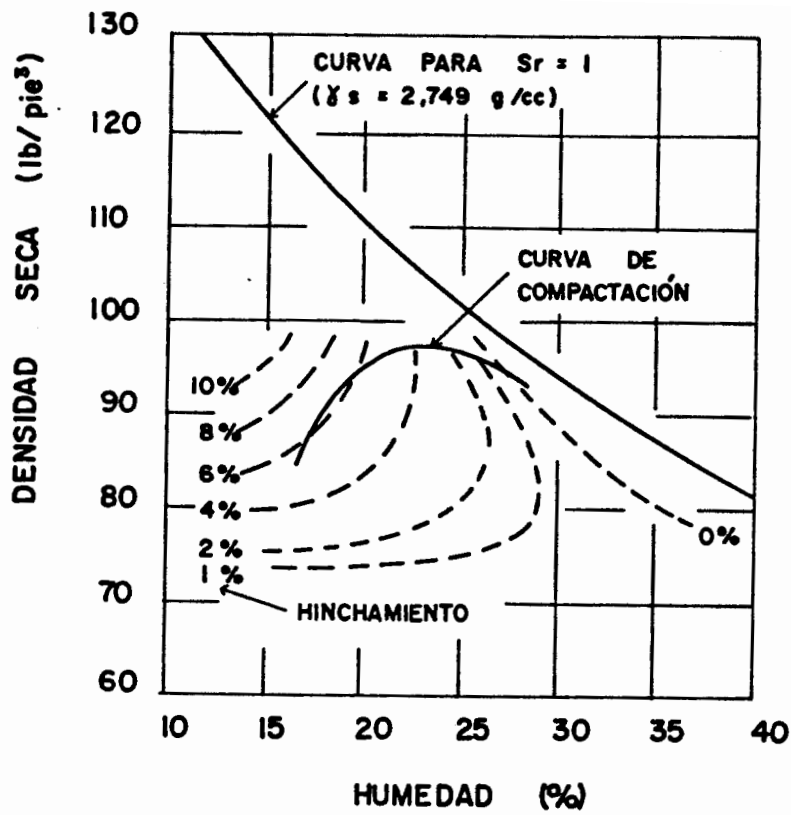


Figura 20. Hinchamiento en procesos de compactación al inundar tras secar al aire (Holtz (1959)).

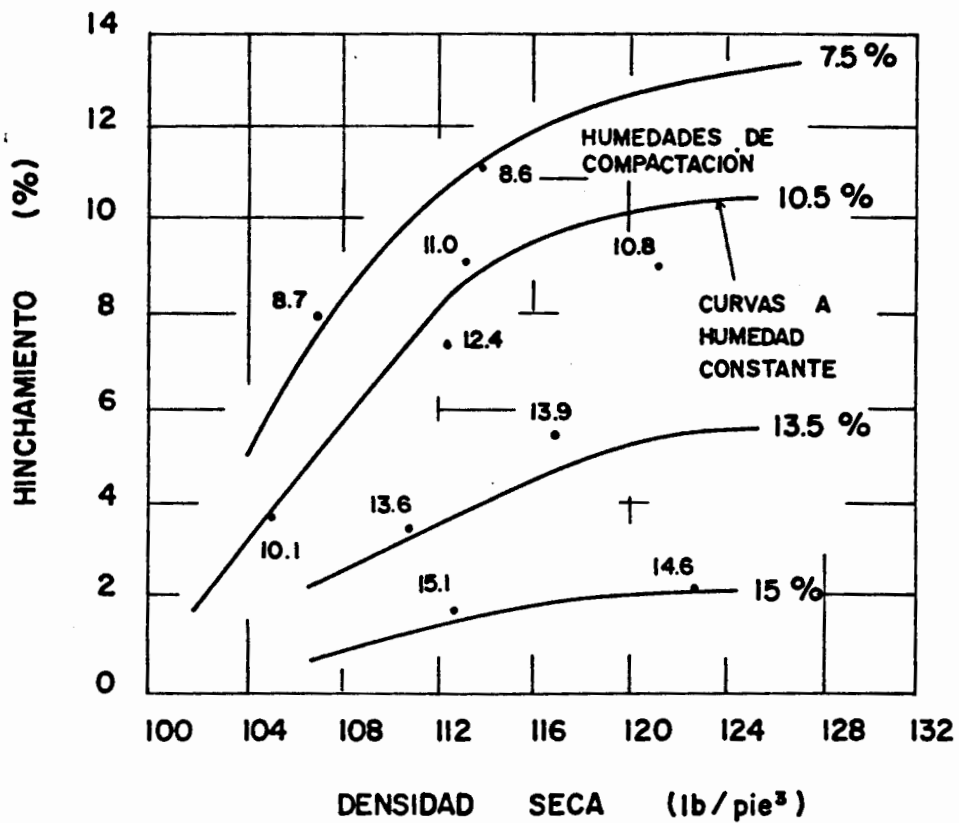


Figura 21. Variación del hinchamiento con la densidad seca al compactar a diferentes humedades (Giziensky y Lee (1965)).

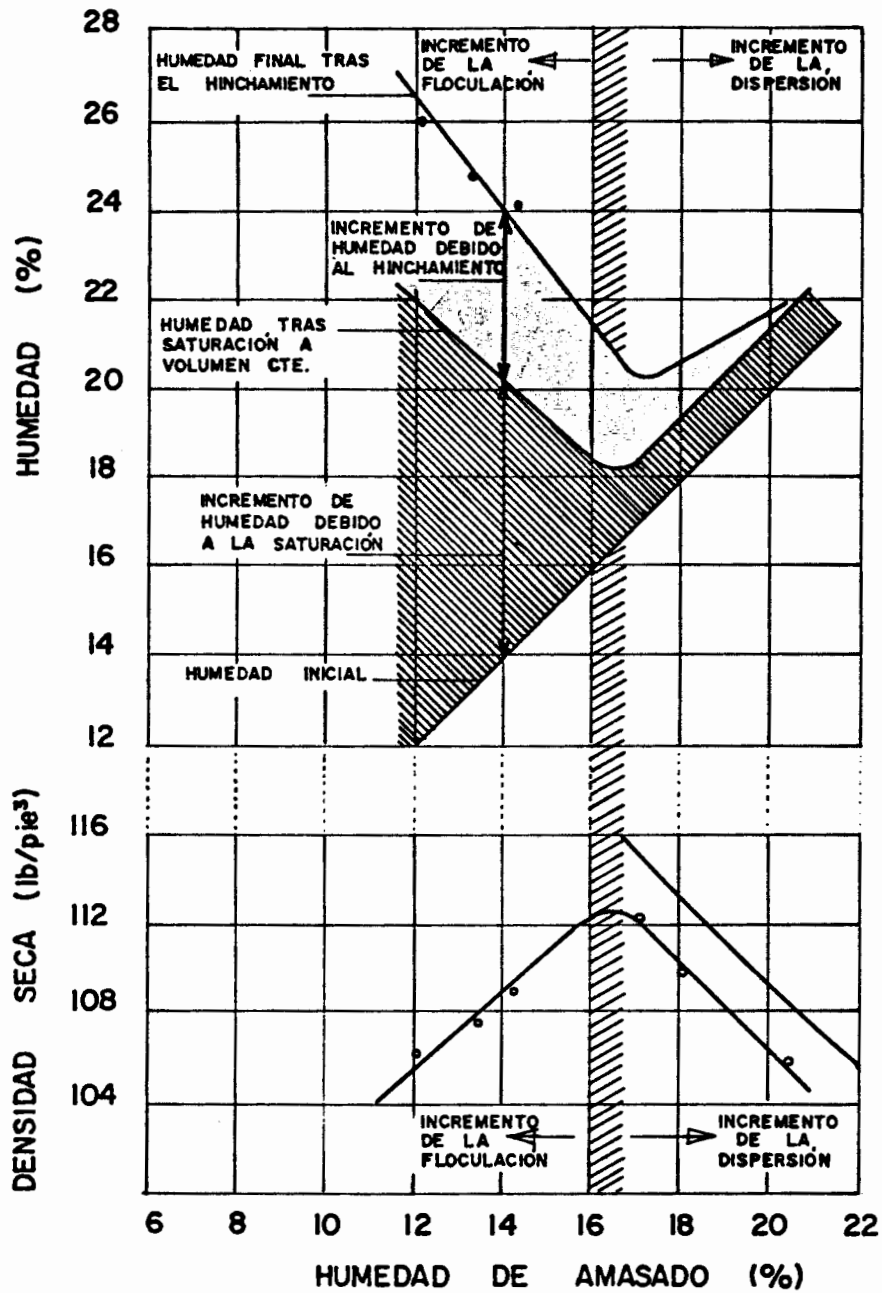


Figura 22. Influencia de la humedad de amasado y de la estructura del suelo en el hinchamiento (Seed y Chan (1959)).

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 tensional, sobrecargas, nivel freático).

b) Accesibilidad del agua y condiciones climáticas (régimen de lluvias, alteración 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 sucesivos hinchamientos y retracciones o, tras alguna modificación, tender hacia un estado estacionario. Chen y Ma (1987) o Subba Rao y Satyadas (1987) estudian en laboratorio los fenómenos de hinchamiento y retracción producidos en suelos expansivos al someterlos a ciclos sucesivos de humedecimiento y secado, comprobando la influencia de determinados parámetros, como la densidad seca o la humedad iniciales, sobre el comportamiento obtenido y la estabilización de la respuesta deformacional del suelo tras un número suficientemente alto de ciclos.

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. En relación con ello Blight y Williams (1971) describen y estudian la fisuración del terreno provocada en este tipo de procesos. 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.

En algunos casos, como por ejemplo en taludes, suelos fisurados por retracción o muros de contención, puede ser de interés conocer el hinchamiento lateral del terreno que en condiciones unidimensionales es nulo. Como ha sido indicado, la existencia de comportamientos anisotrópicos como los que puede producir la compactación hacen preciso el análisis del hinchamiento en cada dirección. En este sentido son interesantes los estudios de Komornik y Livneh (1971) que ensayan en laboratorio muestras de terreno compactadas y talladas en direcciones paralela y perpendicular a la de compactación comprobando el diferente hinchamiento producido en cada una de ellas.

#### 2.3.2.5. Identificación y cuantificación

Existen diferentes métodos descritos en la bibliografía para identificar y cuantificar, de forma más o menos aproximada, procesos potenciales de hinchamiento. De acuerdo con Snethen (1984), estos métodos se pueden clasificar en indirectos, directos, o combinados de ambos:

a) Métodos indirectos. Estos métodos se basan en relaciones empíricas entre la expansividad del suelo (muy alta, alta, media, baja....) y algunas de sus propiedades o parámetros (contenido y calidad de minerales arcillosos, límites de Atterberg, densidad seca, humedad, etc.). Proporcionan tan sólo información cualitativa y no cuantitativa del comportamiento del suelo. Son en general rápidos y simples y deben servir para saber si la expansividad de un suelo puede ser significativa y si en un caso concreto es conveniente o necesario recurrir a procedimientos más fiables y exactos (directos) para cuantificarla.

b) Métodos directos. En ellos es posible llegar a determinadas cuantificaciones, más o menos aproximadas, del proceso de hinchamiento (deformaciones y/o tensiones producidas). Van en general asociadas a la realización de ensayos específicos de laboratorio (por ejemplo edométricos).

Entre los métodos indirectos se pueden incluir, aunque formando un grupo aparte, los que identifican y en ocasiones cuantifican, el contenido de minerales arcillosos. Cabe destacar entre ellos la difracción de rayos X, que cuantifica, o el análisis térmico diferencial. Estos métodos no son sencillos y requieren equipos sofisticados, por lo que se utilizan en investigación fundamentalmente. Así, por ejemplo, la determinación de un fuerte contenido de montmorillonita será indicio de posibles problemas de hinchamiento. Según Rodríguez Ortiz (1975) a partir de un 30% de contenido de este mineral estos fenómenos pueden ser importantes. Como ejemplo de aplicación de la difracción de rayos X se puede citar la referencia Surendra y Lovell (1984) que expone el procedimiento seguido y los resultados obtenidos.

Se han propuesto en la bibliografía muy diversos métodos indirectos de identificación de suelos expansivos. Snethen (1984) indica la variabilidad existente entre estos métodos a la hora de definir expansividad potencial. Según los casos se utilizan muestras remoldeadas o inalteradas, cargas bajas o altas (hasta 48 kPa) y humedades y densidades secas iniciales variables. Esto hace que los resultados no sean comparables y en muchos casos poco fiables por cuanto se pueden alejar de las condiciones reales del terreno. Lo apropiado, según este autor, es acercarse lo máximo posible a estas condiciones reales (humedad inicial y final, densidad seca inicial, estructura inalterada, etc.) para ser representativos, y define de forma arbitraria el hinchamiento potencial a



Referencia ->	Holtz (1959)				Chen (1965)				RS	S	
	cc	I <sub>p</sub>	w <sub>L</sub>	h	%<2	w <sub>L</sub>	SPT	h			I <sub>p</sub>
Expansividad ↓											
Baja	< 15	< 18	< 11	< 10	< 30	< 30	< 10	< 1	< 20	< 0,75	
Medía	13-23	15-28	7-12	10-30	30-60	30-40	10-20	1-5	20-30	0,75-1,25	
Alta	20-31	25-41	10-16	20-30	60-95	40-60	20-30	3-10	30-60	1,25-2,00	
Muy alta	> 28	> 35	> 15	> 30	> 95	> 60	> 30	> 10	> 60	> 2,00	

Referencia ->	RO	Snethen (1984)				Dhowian et al (1987)				
		w <sub>L</sub>	I <sub>p</sub>	s	h	w <sub>L</sub>	I <sub>p</sub>	s	w <sub>p</sub>	h
Expansividad ↓										
Baja	< 0,5	< 50	< 35	< 1,5	< 0,5	< 50	< 25	< 4	< 4	< 1,5
Medía	0,5-0,7	50-60	25-35	1,5-4	0,5-1,5	50-60	25-35	1,5-4	4-10	1,5-4,5
Alta	0,7-1	> 60	> 35	> 4	> 1,5	> 60	> 35	> 4	> 10	> 4,5
Muy alta	> 1									

Notación: cc: Contenido en coloides (% <0,001 mm)

%<2: % que pasa por el tamiz 200 A.S.T.M.

w<sub>L</sub>: límite líquido

w<sub>p</sub>: límite plástico

w<sub>r</sub>: límite de retracción

I<sub>p</sub>: índice de plasticidad (w<sub>L</sub>-w<sub>p</sub>)

I<sub>r</sub>: índice de retracción (w<sub>L</sub>-w<sub>r</sub>)

A: actividad

s: succión natural (t/plie<sup>2</sup>)

w<sub>p</sub>: 0,43.w<sub>L</sub>-w<sub>r</sub><sup>0,66</sup>

h: hinchamiento probable

RS: Ranganathan y Satyanarayana (1965)

S: Skempton (1953)

RO: Rodríguez Ortíz (1975)

Tabla 5. Criterios de identificación de suelos expansivos.

partir de la deformación relativa producida en un ensayo edométrico. Asimismo no es homogénea en los distintos métodos la definición de los límites que separan cada nivel de expansividad, de acuerdo con el comportamiento observado con procedimientos más fiables.

En la tabla 5 se presentan algunos de estos criterios propuestos en la bibliografía. Estos métodos deben enmarcarse claramente en las condiciones en que se ensayaron las muestras y en el tipo de suelos empleados para su deducción, por lo que cualquier modificación de estas condiciones puede inducir errores en las predicciones. En un caso real influirán además otros factores, como por ejemplo la historia tensional, por lo que el comportamiento real podrá ser sensiblemente diferente al predicho en laboratorio.

Snethen (1984) realiza un estudio comparativo de 17 de los métodos existentes en la bibliografía, ensayando 20 muestras diferentes y obteniendo la predicción realizada por cada uno de ellos. Previa definición de un criterio de gradación de la expansividad potencial consigue para cada método el número de muestras que quedan del lado de la seguridad (menor expansión que la predicha), el número de ellas que quedan del lado de la inseguridad (mayor expansión que la predicha), así como el número en que la predicción es coincidente con el comportamiento observado. En la tabla 6 se relacionan los diferentes métodos considerados por este autor y en la tabla 7 los resultados por él obtenidos.

Como se observa en esta última tabla la fiabilidad de los métodos, de acuerdo con el procedimiento seguido, es altamente variable. Algunos de ellos proporcionan resultados muy aceptables (por ejemplo LDOT) y otros quedan totalmente (o exageradamente) del lado de la seguridad (por ejemplo N & C) o del lado de la inseguridad (por ejemplo Sorochan).

METODO	PARAMETROS UTILIZADOS	REFERENCIA
LDOT	$w_L, I_p$	Louisiana DOT (1973)
KHC	$I_p$	Kansas Highway Comm. (1974)
Raman	$I_p, I_r$	Raman (1967)
Sowers	$w_R, I_p$	Sowers (1967)
D&R	$w_L, I_p, I_r$	Dakshanamurthy y Raman (1973)
A&T	$I_p, \%h$	Anderson y Thomson (1969)
R&S	$w_R$	Ranganathan y Satyanarayana (1965)
S&M	PR, $\%h$	Saito y Miki (1975)
USBR	$\% -1\mu, w_R, I_p$	Holtz (1959)
Altmeyer	$w_R, RL$	Altmeyer (1955)
SWL	$\%h$	Seed et al (1962)
Chen	$\% -200, w_L, N$	Chen (1965)
V&G	$w_{nat}, w_L$	Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)
V&S	$w_L, \gamma_{dnat}$	Vijayvergiya y Sullivan (1973)
Sorochan	$I_p, I_h$	Sorochan (1970)
N&C	$\% -2\mu, w_{nat}, I_p$	Nayak y Christensen (1974)
K&D	$w_{nat}, w_L, \gamma_{dnat}$	Komornik y David (1969)

Notación:  $w_L$ : límite líquido;  $I_p$ : índice de plasticidad;  
 $w_R$ : límite de retracción;  $I_r$ :  $w_L - w_R$ ; PR:  $I_p / w_p$   
 $w_p$ : límite plástico; RL: retracción lineal;  
N: STP;  $w_{nat}$ : humedad natural;  $\gamma_{dnat}$ : densidad  
seca natural;  $\%h$ : % hinchamiento;  $\% -1\mu$ : % < 1  
micra;  $\% -2\mu$ : % < 2 micras;  $\% -200$ : % pasa por  
tamiz 200;  $I_h$ : índice de hinchamiento

Tabla 6. Métodos de identificación de suelos expansivos considerados por Snethen (1984).

METODO	NUMERO DE CASOS		
	COINCIDENTE	CONSERVADOR	NO CONSERVADOR
LDOT	10	9	1
KHC	6	10	4
Raman	4	14	2
Sowers	9	7	4
D&R	5	13	2
A&T	4	12	4
R&S	5	13	2
S&M	3	14	3
USBR	4	13	3
Altmeyer	9	7	4
SWL	3	13	4
Chen	5	14	1
V&G	9	8	3
V&S	3	4	13
SoroChan	1	0	19
N&C	0	20	0
K&D	2	3	15

Tabla 7. Resultados obtenidos por Snethen (1984).

De acuerdo con su estudio este autor concluye que los mejores parámetros para estimar la expansividad potencial son el límite líquido, el índice de plasticidad, el índice de retracción y la retracción lineal. Otros parámetros, como la densidad seca, proporcionan peores correlaciones. Oloo et al (1987) realizan un estudio análogo al de Snethen (1984) llegando a conclusiones similares respecto a la fiabilidad de este tipo de métodos de identificación.

Dhowian et al (1987) indican, sin embargo, que el procedimiento propuesto por Snethen (1984) para definir expansividad potencial es demasiado conservador, por cuanto en casos reales pueden existir fisuras y discontinuidades en el suelo provocadas por su propia retracción al secarse que hacen disminuir el hinchamiento global producido, mientras que en laboratorio se utilizan muestras inalteradas no fisuradas.

Pueden también ser incluidos dentro de estos métodos indirectos otros que utilizan procedimientos, parámetros o incluso equipos específicos. Un ejemplo de este caso es el método de Lambe (1960b) en el que se define el grado de expansividad a partir de la presión ejercida por la muestra de suelo medida en un equipo propio del ensayo al ser inundada durante dos horas tras haber sido compactada de forma estándar. El procedimiento es sencillo y rápido pero tiene las limitaciones propias de los métodos indirectos por cuanto ni el estado inicial de la muestra ni el proceso de ensayo tienen porqué coincidir con los reales.

Respecto a los métodos directos, existen procedimientos de ensayo específicos para estudiar este fenómeno. Son tradicionales los ensayos en los que la muestra de suelo es humedecida y se mide su deformación bajo una carga específica (o, como caso particular, con cargas nulas, obteniéndose el hinchamiento libre) o los ensayos en los

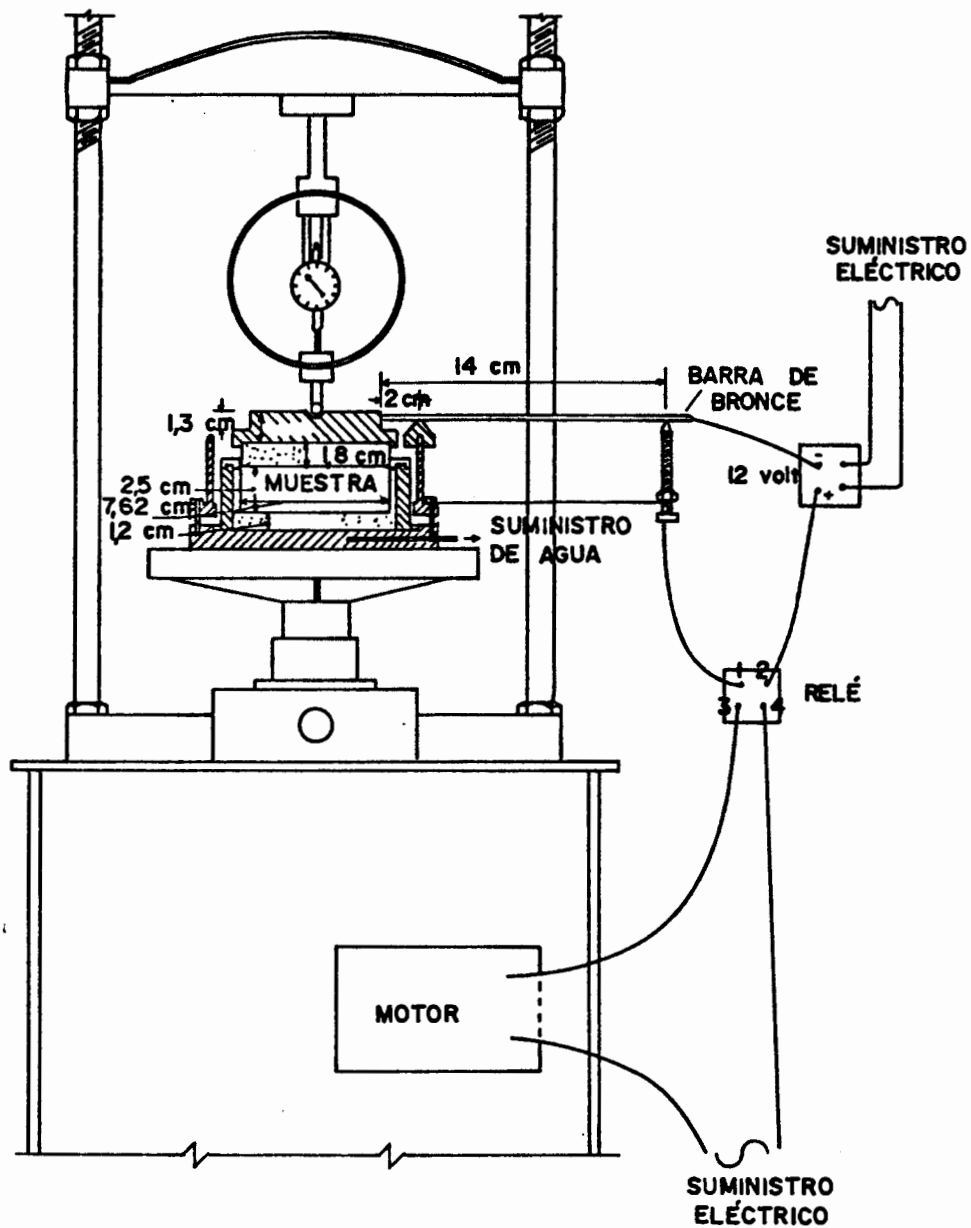


Figura 23. Equipo automatizado para la obtención de la presión de hinchamiento de un suelo (Agarwal y Sharma (1973)).

que se impide la deformación y se mide la presión ejercida por la muestra. En este último caso se puede proceder, tras obtener dicha presión, a descargar progresivamente la muestra y medir las deformaciones producidas, obteniendo la curva de hinchamiento.

Existen en la bibliografía numerosas variantes de estos ensayos, la mayor parte de ellos realizados con células edométricas. Schreiner (1987) clasifica estos ensayos en los siguientes tipos:

a) métodos sin control de succión. En ellos la muestra es humedecida permitiendo el acceso de agua, por ejemplo, mediante inundación. En este tipo se puede incluir el ensayo del doble edómetro que, aunque originalmente desarrollado para procesos de colapso, puede emplearse también para predecir hinchamientos. El procedimiento y críticas a este ensayo han sido ya comentados en un apartado anterior. Otros ejemplos pueden ser los propuestos por De Bruijn (1961), en el que se describe un aparato (volumenómetro) que permite el hinchamiento axial y radial de la muestra o por Agarwal y Sharma (1973), que desarrollan un equipo automatizado para la obtención de la presión de hinchamiento (figura 23).

b) métodos que utilizan placas de succión. Mediante este procedimiento es posible realizar un control de la succión aplicada entre determinados límites. Ejemplos de este caso son Rengmark y Eriksson (1953) o Didier et al (1980).

c) métodos que utilizan la traslación de ejes. El uso, por ejemplo, de membranas de presión o de piedras porosas de alto valor de entrada de aire permite someter a las muestras de suelo a presiones de aire y de agua intersticiales variables, fijando consecuentemente la succión. Dependiendo de la membrana o de la piedra porosa utilizada, los rangos de succión aplicables son variables. Como ejemplo se puede citar Escario y Sáez (1973) (figura

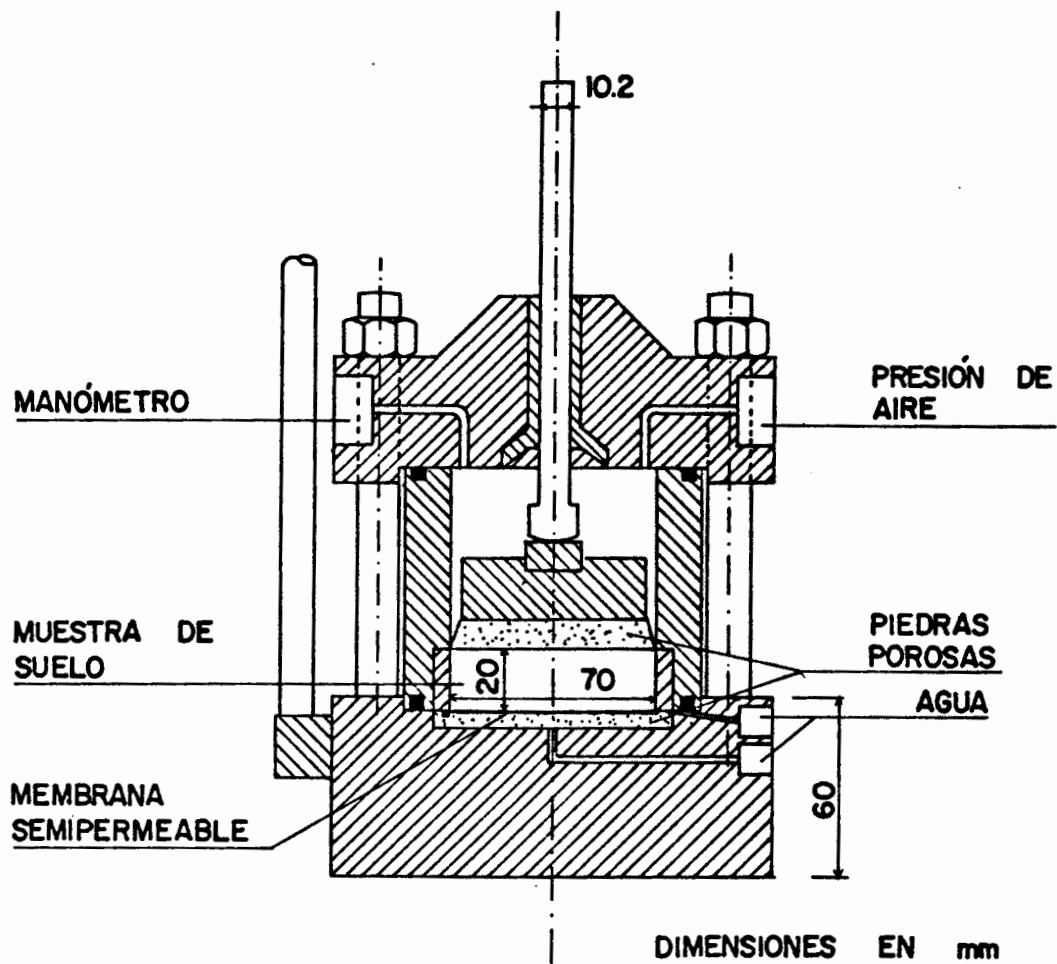


Figura 24. Célula edométrica con control de la succión para el estudio del hinchamiento y del colapso de suelos (Escario y Sáez (1973)).



24).

d) métodos que utilizan la succión osmótica. En este caso se controla el acceso del agua mediante membranas impermeables que permiten su paso ante un gradiente de concentración de solutos. Un ejemplo de este tipo es el descrito por Komornik et al (1980) (figura 25) que indica que mediante este procedimiento es posible un control preciso de la succión y, en consecuencia, de la humedad de la muestra, incluso para grados de saturación altos.

e) métodos con humedecimientos y secados controlados. Los procesos de variación cíclica del grado de saturación que se pueden producir en el terreno hacen necesaria la realización de ensayos en los que se reproduzca dicha secuencia en laboratorio. Beal (1984) o Pile y McInnes (1984) presentan procesos de ensayo en los que es posible realizar controladamente estos humedecimientos y secados. Otros ensayos, como los de Chu y Mou (1973) o Escario y Sáez (1986) muestran asimismo las variaciones volumétricas del suelo al variar cíclicamente el grado de saturación.

Los ensayos más habituales, como ha sido anteriormente indicado, son los llamados de hinchamiento libre y bajo presión y los de presión de hinchamiento, con la obtención de la curva de hinchamiento, empleando células edométricas, ya sea sin o con succión controlada. Respecto a todos estos ensayos, y con objeto de realizar predicciones fiables del comportamiento real, son de aplicación las precauciones indicadas al tratar las correspondientes al colapso, que no son en general tenidas en cuenta en las referencias citadas. En especial las recomendaciones de Aitchison (1973), entonces referidas, pueden ser aplicadas al caso del hinchamiento: es importante partir de las condiciones adecuadas del suelo (índice de poros inicial, humedad, etc.) y seguir las trayectorias tensionales reales.

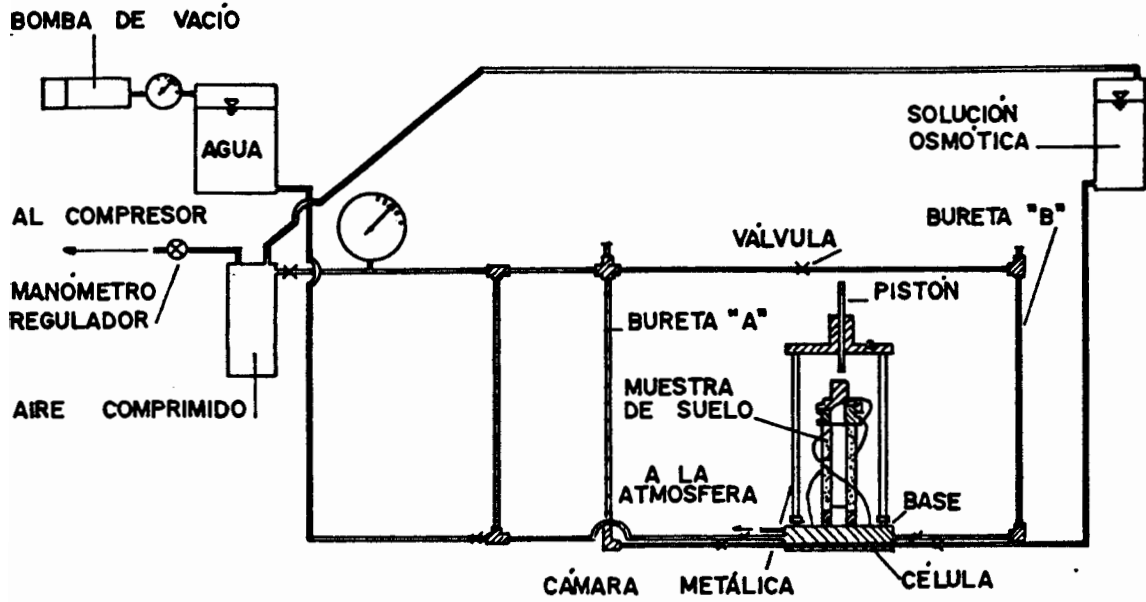
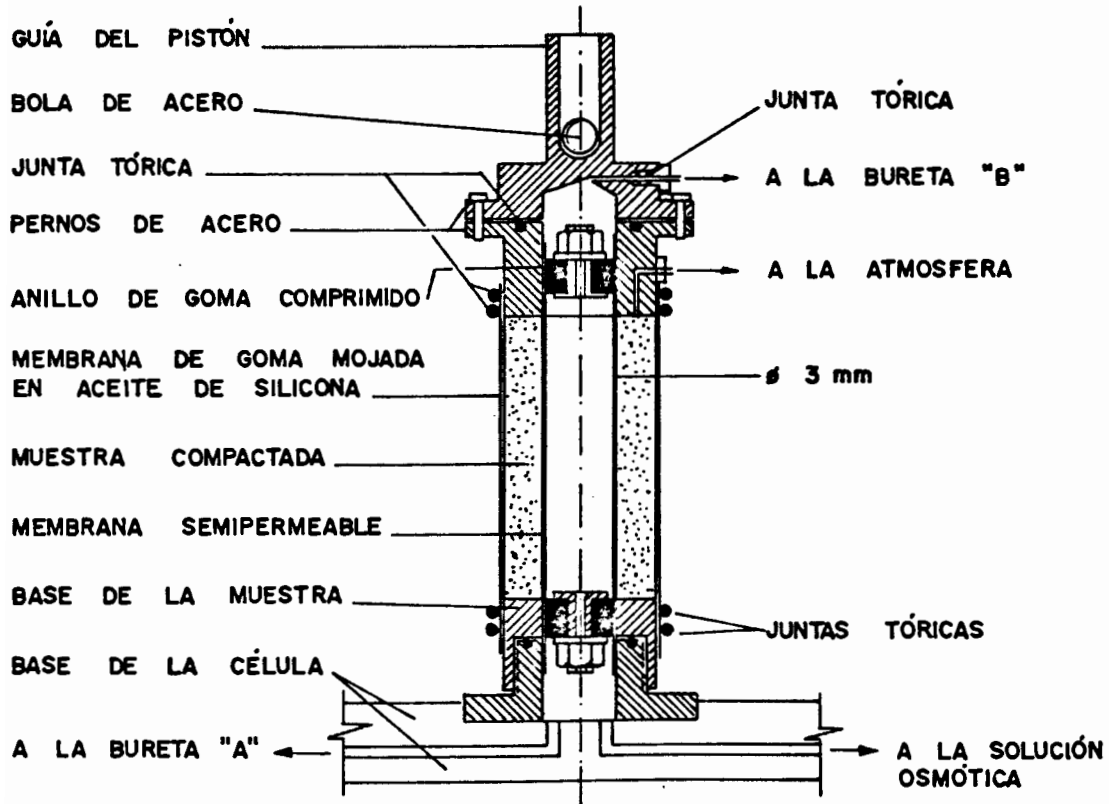


DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DEL APARATO



DETALLE DE LA CÉLULA

Figura 25. Equipo triaxial descrito por Komornik et al (1980).

Así, se comprueba que el hinchamiento libre obtenido directamente es mayor que el deducido de la curva de hinchamiento al descargar el suelo (entre el 35% y el 60% de aquel para suelos españoles (Jiménez Salas y Justo (1975)), debido a la diferente trayectoria seguida. Diferentes autores comprueban esta dependencia tanto para el hinchamiento libre como para la presión de hinchamiento, según la secuencia carga-variación de humedad, observándose mayores deformaciones y presiones cuanto más tarde se aplique la carga durante el proceso de aumento del grado de saturación del suelo (por ejemplo Brackley (1975), Justo et al (1984) o Sridharan et al (1986)).

Pese a ello se han propuesto en la bibliografía fórmulas de estimación de la presión de hinchamiento o del hinchamiento bajo carga o libre, dependientes de parámetros diversos del suelo. Estas fórmulas deben ser consideradas en directa relación con el procedimiento de obtención empleado, por cuanto no pueden tener validez general. Por ejemplo, Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) deducen las siguientes relaciones:

$$\log(h) = \frac{0,4 \cdot w_L - w + 5,5}{12}$$

$$\log(h) = \frac{\gamma_d + 0,65 \cdot w_L - 130,5}{19,5}$$

$$\log(p) = \frac{0,4 \cdot w_L - w + 0,4}{12}$$

$$\log(p) = \frac{\gamma_d + 0,65 \cdot w_L - 139,5}{19,5}$$

con  $h$  = % de hinchamiento,  $w_L$  = límite líquido en %,  $w$  = humedad en %,  $\gamma_d$  = densidad seca en lb/cu.ft y  $p$  = presión de hinchamiento en ton/sq.ft. Brackley (1975) propone:

$$h = (32,4 - 0,85.w) \cdot (5,3 - 2,77 \cdot e_0 - \log(p))$$

con  $e_0$  = índice de poros inicial y  $p$  = presión en kPa. En esta última fórmula es de interés observar el tipo de dependencia existente (logarítmica) entre el hinchamiento y la presión sobre la muestra, análoga a la indicada por Jiménez Salas et al (1955), citada por Jiménez Salas y Roy (1987).

Zein (1987) intenta aplicar este tipo de relaciones procedentes de la bibliografía para predecir el hinchamiento y la presión de hinchamiento obtenidos por él en laboratorio ensayando diferentes muestras. Observa este autor que, salvo en un caso, todas estas relaciones proporcionan predicciones alejadas de los resultados experimentales, indicando incluso que en dicho caso en que la predicción es correcta la coincidencia es fortuita. Esta conclusión confirma la falta de generalidad que tienen todas estas expresiones.

Pese a la impermeabilidad habitual de estos suelos, se han descrito en ocasiones ensayos in situ para la predicción del hinchamiento. Schreiner (1987) indica que este método ha sido empleado ampliamente en Sudáfrica como por ejemplo describen Blight (1965a) o De Bruijn (1965, 1973). Aunque es posible utilizar procedimientos naturales (protegiendo la evapotranspiración con capas de arena o membranas impermeables), el prolongado periodo de tiempo necesario (varios años) puede aconsejar el uso de humedecimientos artificiales. En este caso se puede conseguir el 100% del hinchamiento en un año o incluso menos (en algún caso en 60 días).

Aparte del inconveniente del tiempo que tardan estos ensayos, se comprueba que acostumbran a sobreestimar el hinchamiento por cuanto las condiciones naturales no son tan extremas como las impuestas, y por otro lado estos procedimientos son inaplicables para observar fenómenos de retracción en suelos muy húmedos al desecarse.

## 2.4. VARIABLES TENSIONALES

### 2.4.1. PARAMETROS Y FUNCIONES DE ESTADO

Para conocer la situación de un suelo en un momento dado se deben obtener determinadas variables de él que proporcionen información significativa sobre su estado (volumen específico, succión, etc.). Poorooshasb (1961), citado por Matyas y Radhakrishna (1968), define parámetros de estado como aquellas variables físicas del suelo que son suficientes para describir completamente su estado sin necesidad de conocer la historia previa.

En el caso de suelos saturados normalmente consolidados se puede admitir, según dichos autores, que son suficientes como parámetros de estado el índice de poros o la humedad y el estado tensional. En suelos no saturados, sin embargo, se deberán añadir el grado de saturación y la estructura del suelo pudiéndose en realidad utilizar dos parámetros cualesquiera de entre el grado de saturación, el índice de poros y la humedad. Así, por ejemplo, Brackley (1973) o Fredlund (1979) emplean como parámetros de estado estas dos últimas variables aparte del estado tensional.

La estructura del suelo no es en general un escalar. En el caso de suelos compactados, por ejemplo, la estructura se podrá considerar determinada por la humedad de compactación y la energía aplicada (Lambe (1958) o Seed y Chan (1959)). En otros casos se deberán considerar variables análogamente significativas de este parámetro.

El hecho de no considerar como parámetro de estado a la estructura en el caso de suelos saturados normalmente consolidados y sí en el caso de suelos parcialmente saturados está justificado por la mayor influencia que tiene en éstos dicho parámetro en su comportamiento (efecto de la succión sobre la respuesta del suelo, curvas succión-humedad, etc.).

Funciones de estado serán aquellas relaciones que se puedan establecer entre parámetros de estado para un determinado suelo. Así, por ejemplo, la posible relación entre el índice de poros y el estado tensional soportado, definirá una función de estado que permitirá conocer la situación del suelo en cuanto a dicho parámetro, en un momento dado.

#### 2.4.2. TENSIONES EFECTIVAS

Las tensiones efectivas se pueden definir como aquellas funciones de las tensiones totales y de las presiones intersticiales que controlan todas las relaciones tensión-deformación del suelo.

El Principio de las Tensiones Efectivas, establecido por primera vez por Terzaghi, ha sido ampliamente utilizado para el estudio de suelos saturados y es una confirmación de que dichas tensiones efectivas existen. Según dicho Principio las relaciones tensión-deformación del suelo dependen exclusivamente del exceso de las presiones totales sobre la presión intersticial de agua:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - p_w \cdot \delta_{ij}$$

con  $\sigma'_{ij}$ =presión efectiva,  $\sigma_{ij}$ =presión total y  $p_w$ =presión intersticial de agua. Esta tensión efectiva viene a representar una presión interpartículas, tal y como se puede comprobar estáticamente si el área de contacto entre partículas es pequeño, que controla el comportamiento del suelo.

Maswoswe (1985) resume la evolución histórica de este Principio incluyendo su confirmación experimental, sus limitaciones, sus alternativas, etc. Aún cuando el Principio de las Tensiones Efectivas ha sido experimentalmente comprobado en muy diversos casos (por ejemplo Rendulic (1936) o Bishop y Eldin (1950)) se ha objetado su aplicación (o su expresión) en algunas ocasiones.

Así, Lambe y Whitman (1959) indican que este principio queda poco claro en el caso de suelos arcillosos, en los que, por ejemplo, son desconocidas las áreas de contacto entre partículas o pueden existir fuerzas de adhesión entre ellas, en contraposición con suelos granulares en los que es más claro el contacto interpartículas.

Skempton (1961), con base en ensayos de consolidación hasta altas presiones, indica que la expresión indicada no se ajusta correctamente ni a los cambios de volumen ni a la resistencia al corte, siendo más precisa la siguiente expresión:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - k \cdot p_w \cdot \delta_{ij}$$

donde  $k$  depende ya de parámetros del material y es diferente para cada una de dichas predicciones (cambio de volumen y resistencia al corte). Bishop y Blight (1963) exponen que  $k$  no es tan sólo dependiente del tipo de suelo, sino que también depende de la historia tensional, por lo que no es un parámetro propio de él, perdiendo su unicidad en este sentido.

Sin embargo, en suelos no cementados y rangos de tensiones habituales en la práctica,  $k$  es prácticamente 1.

De hecho en el Principio de las Tensiones Efectivas se puede diferenciar la posibilidad de definir una tensión que controle el comportamiento del suelo, de la expresión original de Terzaghi, sin que el incumplimiento de esto último en determinados casos signifique su invalidez aún cuando deba modificarse la expresión correspondiente.

Pese a todo ello este Principio, tal y como lo estableció Terzaghi, es válido y aplicable en la mayor parte de los casos, por lo que su utilización en suelos saturados es generalizada.

En el caso de suelos no saturados se han intentado también proponer, de forma paralela al caso saturado, expresiones que definan una única tensión efectiva 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. La tabla 8, procedente de Maswoswe (1985) presenta algunas de ellas.

En la conferencia "Pore Pressure and Suction in Soils", celebrada en Londres en 1.960, se discutieron varias de estas expresiones, aceptándose finalmente la de Bishop (1959) por su mayor generalidad:

$$\sigma' = \sigma - p_a + \lambda \cdot (p_a - p_v)$$

donde  $\lambda$  es un parámetro altamente dependiente del grado de saturación. Operando esta expresión se puede obtener:

$$\sigma' = \sigma - (p_a \cdot (1 - \lambda) + \lambda \cdot p_v) = \sigma - p^*$$



REFERENCIA	ECUACION	DESCRIPCION DE LAS VARIABLES
Donald (1956)	$\sigma' = \sigma + p''$	$p''$ : presión intersticial de agua bajo la atmosférica
Cronney et al (1958)	$\sigma' = \sigma - \beta' \cdot p_u$	$\beta'$ : factor de unión, medido como el número de uniones bajo tensión efectiva contribuyendo a la resistencia del suelo $p_u$ : presión intersticial de agua
Bishop (1959)	$\sigma' = \sigma - p_u + \lambda \cdot (p_u - p_a)$	$\lambda$ : parámetro relacionado con el grado de saturación $p_u$ : presión intersticial de agua $p_a$ : presión intersticial de aire
Aitchison (1961)	$\sigma' = \sigma + \phi \cdot p''$	$\phi$ : parámetro entre 0 y 1 $p''$ : presión intersticial de agua
Jennings (1961)	$\sigma' = \sigma + \beta \cdot p''$	$\beta$ : factor estadístico del mismo tipo que el área de contacto, a medir experimentalmente en cada caso $p''$ : presión intersticial de agua
Richards (1960)	$\sigma' = \sigma - p_u + \lambda_u \cdot (h_u + p_u) + \lambda_a \cdot (h_a + p_a)$	$\lambda_u$ : parámetro de tensión efectiva para la succión matricial $h_u$ : succión matricial $\lambda_a$ : parámetro de tensión efectiva para la succión de soluto $h_a$ : succión de soluto $p_u$ : presión intersticial de agua $p_a$ : presión intersticial de aire

Tabla 8. Propuestas de tensiones efectivas para suelos no saturados.

donde  $p^*$  representa una presión equivalente en el fluido intersticial.

Se comprobó que esta expresión se ajustaba de forma razonable al comportamiento de suelos no saturados para grados de saturación altos, superiores a uno crítico dependiente del tipo de suelo (del orden de 0,85 para arcillas, 0,5 para limos y arenas finas y 0,2 para arenas según Jennings y Burland (1962)). Aitchison (1960) derivó una expresión para el valor de  $\lambda$  en dicha fórmula, dependiente del grado de saturación y de la succión. Lambe (1960a) indica, sin embargo, que  $\lambda$  depende también de la estructura del suelo y no tan sólo del grado de saturación. Bishop y Blight (1963) afirman asimismo que  $\lambda$  no puede definirse simplemente con la expresión de Aitchison (1960). Bishop y Donald (1961) realizan ensayos triaxiales a rotura con un limo controlando las presiones intersticiales de aire y agua y la presión de cámara, y variándolas de forma que  $\sigma_3 - p_a$  y  $p_a - p_v$  permanezcan constantes. Observan en estos ensayos que las curvas tensión-deformación tan sólo dependen de estas dos diferencias de presiones y no de los valores absolutos de sus componentes, concluyendo la validez de la ecuación de Bishop. Jennings y Burland (1962), sin embargo, consideran que esta conclusión es incorrecta, por cuanto para llegar a ella se debe demostrar que el comportamiento del suelo no se ve afectado por cambios en  $p_a$ ,  $p_v$  y  $\sigma_3$  tal que  $\sigma_3 - p_a + \lambda \cdot (p_a - p_v)$  permanezca constante, no siendo suficiente lo realizado por dichos autores. La realización de esta comprobación experimental es compleja por cuanto para ello se necesita conocer  $\lambda$ , y  $\lambda$  se puede únicamente obtener suponiendo implícitamente la ecuación de Bishop.

De acuerdo con Bishop y Donald (1961) o Bishop y Blight (1963) la ecuación de Bishop (1959) parece consistente con los estados en rotura de suelos no saturados compactados, aunque para llegar a esta conclusión se utilizaron el mismo criterio y parámetros de rotura que en suelos saturados, suponiendo

asimismo la validez de dicha ecuación. Bishop y Blight (1963) proponen, además, una expresión más general que la de Bishop (1959) en un intento de solventar algunos de los problemas que ésta plantea:

$$\sigma' = \sigma - p_a + f(p_a - p_v)$$

Jennings y Burland (1962) cuestionan la validez de la ecuación de Bishop (1959) tras realizar ensayos edométricos e isotrópicos y revisar ensayos publicados en distintas referencias. Según dichos autores, cuando un suelo está por debajo de un determinado grado de saturación crítico, dependiente del tipo de suelo, su comportamiento no puede ser descrito a partir de dicha ecuación.  $\lambda$  depende, además, del tipo de ensayo (cambio de volumen, resistencia) y de la trayectoria de tensiones seguida, con lo que pierde unicidad. Por otro lado, dicha ecuación no es capaz de reproducir fenómenos de colapso, como confirma asimismo Blight (1965b). Un proceso de humedecimiento, con la consecuente reducción de la succión, hace aumentar la tensión efectiva de Bishop (1959), prediciéndose en consecuencia un hinchamiento, cuando en realidad, dependiendo del tipo de suelo, de su estructura, etc., puede producirse un colapso. Según estos autores la ecuación de Bishop (1959) define una cierta tensión intergranular que, por no controlar el comportamiento del suelo, no se puede denominar efectiva.

Según Aitchison (1965),  $\lambda$  depende de la succión, del grado de saturación, de la humedad, de la composición del suelo y de la historia de tensiones y deformaciones. Prácticamente todos los factores que influyen en el comportamiento deformacional y de resistencia del suelo afectan a  $\lambda$ , debiendo ser además este parámetro discontinuo para intentar predecir fenómenos de hinchamiento y colapso.

Las referencias anteriores, entre otras (Burland (1965), Matyas y Radhakrishna (1968), Brackley (1971), Fredlund (1976), etc.) confirman la imposibilidad de utilizar una sola tensión efectiva para describir el comportamiento de un suelo en estado no saturado. La naturaleza de la succión, actuando sobre superficies variables de las partículas, así como los fenómenos de ella derivados (por ejemplo el colapso) impiden su relación directa con una única tensión efectiva en combinación con las cargas exteriores.

Bishop y Blight (1963) indican que para describir los cambios de volumen de un suelo es más apropiado utilizar relaciones entre el índice de poros,  $\sigma - p_a$  y  $p_a - p_v$ . Otros autores, como Aitchison (1967), proponen asimismo este tipo de relaciones.

Coleman (1962) considera las siguientes ecuaciones de predicción de las deformaciones del suelo bajo carga triaxial, dependientes de  $\sigma - p_a$  (con  $\sigma = 1/3 \cdot (\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3)$ ),  $\sigma_1 - \sigma_3$  y  $p_a - p_v$  y de la trayectoria de tensiones:

$$\frac{dv_v}{V} = C_{11} \cdot d(p_a - p_v) + C_{12} \cdot d(\sigma - p_a) + C_{13} \cdot d(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\frac{dV}{V} = C_{21} \cdot d(p_a - p_v) + C_{22} \cdot d(\sigma - p_a) + C_{23} \cdot d(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$d\epsilon_1 - d\epsilon_3 = C_{31} \cdot d(p_a - p_v) + C_{32} \cdot d(\sigma - p_a) + C_{33} \cdot d(\sigma_1 - \sigma_3)$$

donde  $V$  es el volumen del suelo,  $V_v$  el volumen de agua y  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_3$  las deformaciones axial y radial. Los parámetros  $C_{ij}$  dependen del valor e historia de las tensiones. Este autor discute las simplificaciones que se pueden realizar en las expresiones anteriores si se suponen comportamientos específicos del suelo (por ejemplo comportamiento elástico) o si se siguen trayectorias tensionales determinadas (por ejemplo en ensayos isotrópicos).

En la misma línea, Matyas y Radhakrishna (1968), Aitchison y Woodburn (1969), Barden et al (1969) o Fredlund (1974) abandonan el concepto de tensión efectiva en suelos no saturados y utilizan las variables tensionales  $\sigma_1 - p_a$ ,  $\sigma_1 - \sigma_3$  y  $p_a - p_v$ , para el caso de carga triaxial, o  $\sigma_1 - p_a$  y  $p_a - p_v$  para el caso de carga edométrica, para obtener el estado de deformaciones del suelo.

Fredlund y Morgenstern (1977) plantean el equilibrio de las diferentes fases de un suelo no saturado y obtienen que, si se consideran las partículas sólidas incompresibles, se puede determinar completamente su estado tensional a partir de cualquiera de las siguientes parejas de tensiones:

$$- \sigma_{ij} - p_a \cdot \delta_{ij} \quad \text{y} \quad (p_a - p_v) \cdot \delta_{ij}$$

$$- \sigma_{ij} - p_v \cdot \delta_{ij} \quad \text{y} \quad (p_a - p_v) \cdot \delta_{ij}$$

$$- \sigma_{ij} - p_v \cdot \delta_{ij} \quad \text{y} \quad \sigma_{ij} - p_a \cdot \delta_{ij}$$

Con el fin de verificar experimentalmente este planteamiento teórico, estos autores realizan ensayos edométricos y triaxiales con un caolín en los que comprueban que se produce una deformación volumétrica prácticamente nula si se varían  $\sigma_{ij}$ ,  $p_a \cdot \delta_{ij}$  y  $p_v \cdot \delta_{ij}$  de forma que las parejas de tensiones anteriores se mantengan constantes, y que el grado de saturación no sea muy cercano a 1. Estos ensayos son análogos a los realizados por Bishop y Donald (1961) y permiten concluir que cualquiera de las tres parejas de tensiones anteriormente propuestas pueden considerarse tensiones efectivas, cuyo cambio y sólo él produce variaciones en el estado del suelo.

La comprobación de que  $(p_a - p_v) \cdot \delta_{ij}$  es una tensión efectiva justifica el procedimiento frecuentemente utilizado en laboratorio para obtener una determinada succión partiendo de un  $p_a$  arbitrario y fijando  $p_v$ . Sin embargo, Fredlund y Morgenstern (1977) ya indican que esta hipótesis puede no ser válida para grados de saturación altos (en sus ensayos observan ligeras variaciones de la deformación volumétrica al variar  $p_a$  y  $p_v$  manteniendo fijo  $p_a - p_v$ ). Bocking y Fredlund (1980) confirman este hecho analizando teóricamente el problema, e indican que si todos los poros de aire están interconectados la hipótesis es correcta, pero en caso contrario no (burbujas de aire aisladas para grados de saturación altos). Esto es debido a que en este último caso no se puede asegurar que todo el aire contenido en el suelo esté a la misma  $p_a$  impuesta pudiéndose sobreestimar la succión, con los consecuentes errores que en algunos casos pueden ser importantes.

Fredlund (1979) concluye, tras realizar diversas aplicaciones, que de las tres parejas de tensiones propuestas la más útil es la compuesta por  $\sigma_{ij} - p_a \cdot \delta_{ij}$  y  $(p_a - p_v) \cdot \delta_{ij}$ .

Por una parte en este caso se separan las acciones exteriores ( $\sigma_{ij}$ ) de las interiores ( $p_a - p_v$ ). Esto representa una ventaja respecto al uso de  $\sigma_{ij} - p_a \cdot \delta_{ij}$  y  $\sigma_{ij} - p_v \cdot \delta_{ij}$  porque  $\sigma_{ij} - p_a \cdot \delta_{ij}$  y  $(p_a - p_v) \cdot \delta_{ij}$  son más fácilmente interpretables y es más simple fijarlas o modificarlas al considerar trayectorias tensionales en laboratorio o en aplicaciones teóricas o prácticas, ya que en muchos casos se consideran procesos en que sólo varía  $\sigma_{ij}$  o  $p_a - p_v$ .

Por otro lado  $p_a$  es en muchos casos la atmosférica y en consecuencia es fija y constante. Además en laboratorio resulta más fácil fijar  $p_a$  y variar  $p_v$  que al revés debido tanto a los sistemas de presión habitualmente utilizados en cada una de ellas como a que al ser el aire compresible la estabilización de su presión es más lenta y variable que la del agua. Estas razones hacen preferible a  $\sigma_{ij} - p_a \cdot \delta_{ij}$  y

$(p_a - p_v) \cdot \delta_{ij}$ , respecto a  $\sigma_{ij} - p_v \cdot \delta_{ij}$  y  $(p_a - p_v) \cdot \delta_{ij}$ .

En cualquier caso es especialmente útil poder utilizar estas tensiones efectivas por cuanto al no depender de ningún parámetro propio de cada suelo permiten definir con mayor generalidad el estado tensional de cualquier suelo no saturado. Por otro lado la limitación de utilizar estas tensiones efectivas en los casos en que el grado de saturación es alto (aire ocluido en burbujas aisladas) viene compensado por el hecho de que entonces es posible utilizar directamente el Principio de las Tensiones Efectivas tal y como se realiza en el caso saturado.

## 2.5. COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL

Se han descrito en distintas referencias comportamientos tenso-deformacionales característicos de suelos no saturados, algunos de los cuales han sido ya citados en apartados anteriores (fundamentalmente correspondientes a colapso e hinchamiento). De acuerdo con lo indicado en el apartado anterior, la forma más apropiada para definir la trayectoria tensional seguida en cada caso se expresará en función de la variación de  $\sigma_{ij} - p_a \cdot \delta_{ij}$  y  $(p_a - p_v) \cdot \delta_{ij}$ . Así, en ensayos edométricos las variables tensionales serán  $\sigma - p_a$  ( $\sigma = \sigma_1$ ) y  $p_a - p_v$ , en ensayos isotrópicos  $\sigma_1 - p_a$  ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) y  $p_a - p_v$  y en ensayos triaxiales  $\sigma_1 - p_a$ ,  $\sigma_3 - p_a$  ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) y  $p_a - p_v$ .

En la figura 26 se muestran algunas trayectorias características. Por ejemplo procesos de humedecimiento o secado corresponderán respectivamente a disminuciones o aumentos de succión, o ensayos de presión de hinchamiento a procesos en los que aumentará  $\sigma - p_a$  ( $\sigma = \sigma_1$ ) al disminuir la succión.

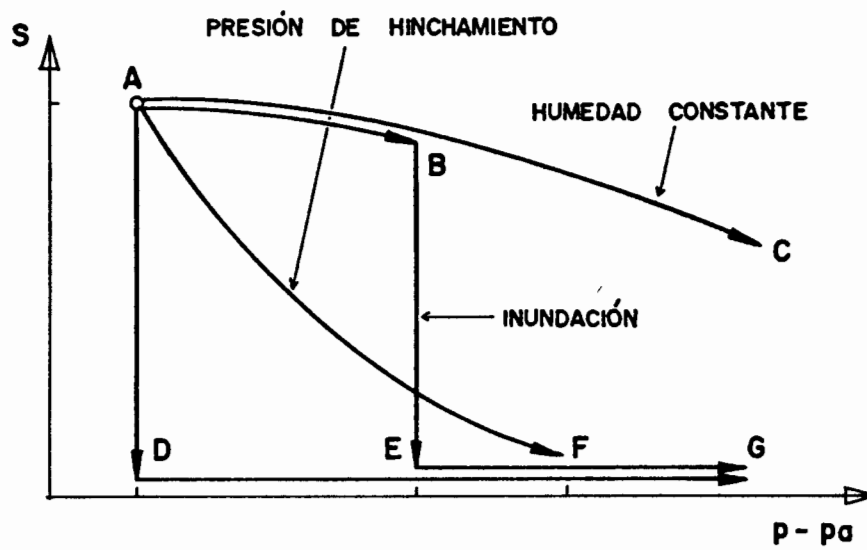


Figura 26. Trayectorias tensionales características en el plano  $(p-p_a, s)$ .



Alonso et al (1987) clasifican estos comportamientos característicos en ocho apartados que son comentados en los siguientes puntos:

1. Diversos autores comprueban que la deformación volumétrica y el grado de saturación de un suelo, fundamentalmente de baja plasticidad, tanto en procesos edométricos como isotrópicos, son independientes de la trayectoria tensional seguida, siempre y cuando sean procesos monótonos de aumento del grado de saturación y de la tensión exterior aplicada. Esto permite definir unas funciones de estado del tipo:

$$e = f(\sigma - p_a, p_a - p_w, e_0, S_{r0})$$

$$S_r = g(\sigma - p_a, p_a - p_w, e_0, S_{r0})$$

en condiciones edométricas, o:

$$e = f\left(\frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3} - p_a, p_a - p_w, e_0, S_{r0}\right)$$

$$S_r = g\left(\frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3} - p_a, p_a - p_w, e_0, S_{r0}\right)$$

en condiciones isotrópicas, donde  $e_0$  y  $S_{r0}$  son el índice de poros y el grado de saturación iniciales. En estas funciones no aparece ningún parámetro representativo de la estructura del suelo. La variación de las propias funciones  $f$  y  $g$ , sin embargo, dependiendo por ejemplo del procedimiento de obtención de las muestras, puede ser indicativa de ella.

NUMERO	EXPRESION
1	$e_{S_r} = a + b \cdot (\sigma - p_a) + c \cdot (p_a - p_v)$
2	$e_{S_r} = a + b \cdot \log(\sigma - p_a) + c \cdot (p_a - p_v)$
3	$e_{S_r} = a + b \cdot (\sigma - p_a) + c \cdot \log(p_a - p_v)$
4	$e_{S_r} = a + b \cdot \log(\sigma - p_a) + c \cdot \log(p_a - p_v)$
5	$e_{S_r} = a + b \cdot (\sigma - p_a) + c \cdot (p_a - p_v) + d \cdot (\sigma - p_a) \cdot (p_a - p_v)$
6	$e_{S_r} = a + b \cdot \log(\sigma - p_a) + c \cdot (p_a - p_v) + d \cdot \log(\sigma - p_a) \cdot (p_a - p_v)$
7	$e_{S_r} = a + b \cdot (\sigma - p_a) + c \cdot \log(p_a - p_v) + d \cdot (\sigma - p_a) \cdot \log(p_a - p_v)$
8	$e_{S_r} = a + b \cdot \log(\sigma - p_a) + c \cdot \log(p_a - p_v) + d \cdot \log(\sigma - p_a) \cdot \log(p_a - p_v)$
9	$S_r = a - \text{th}(b \cdot (p_a - p_v) \cdot (c + d \cdot (\sigma - p_a)))$
10	$S_r = a - (1 - \exp(-b \cdot (p_a - p_v))) \cdot (c + d \cdot (\sigma - p_a))$

Tabla 9. Propuestas de expresiones para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación (Lloret y Alonso (1985)).

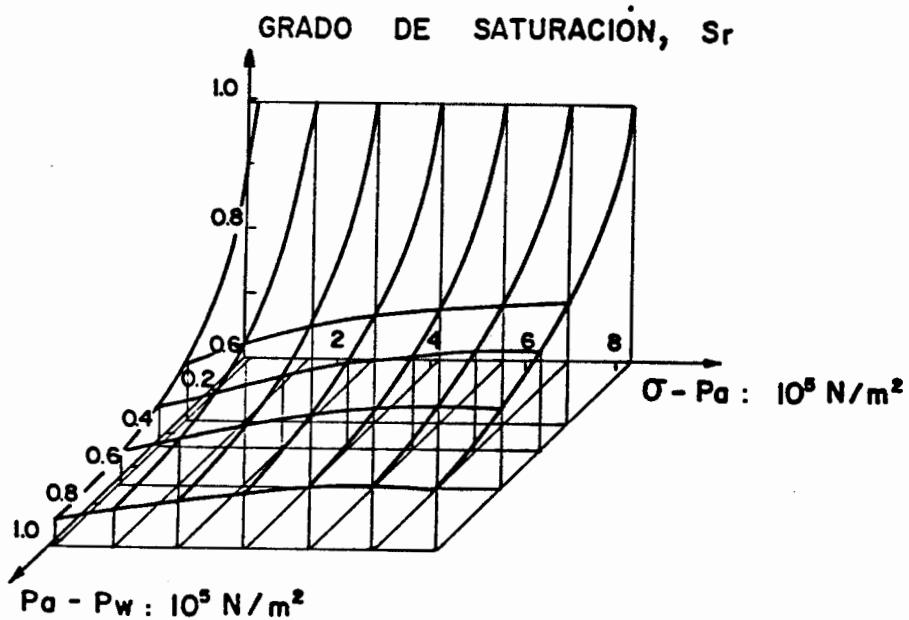
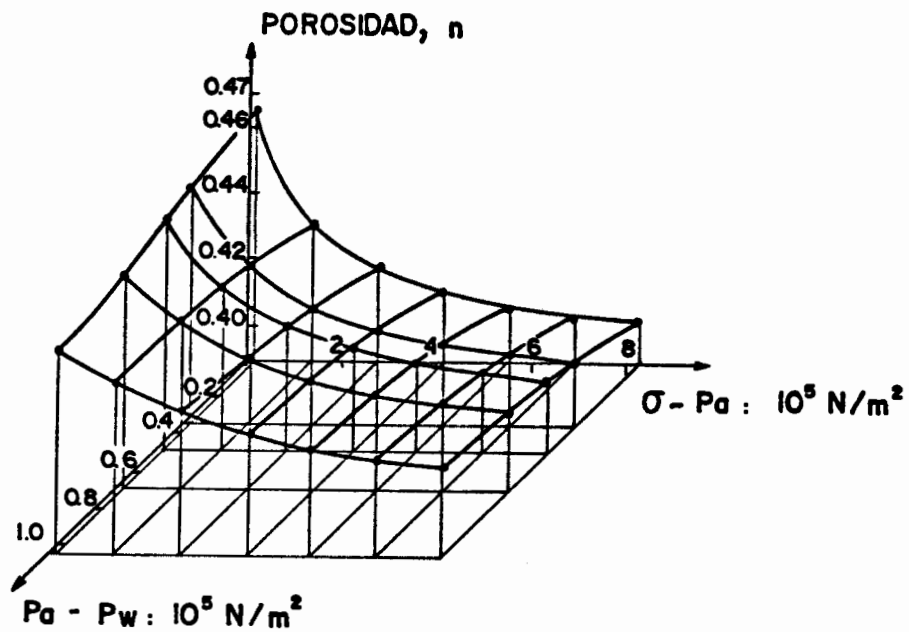


Figura 27. Superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación para un suelo de baja plasticidad (Matyas y Radhakrishna (1968)).

Matyas y Radhakrishna (1968), Barden et al (1969), Fredlund y Morgenstern (1976), Lloret (1982) o Lloret y Alonso (1985) comprueban, siempre con muestras esencialmente no expansivas, la validez de estas funciones o superficies de estado. Recopilando datos existentes en distintas referencias estos últimos autores estudian la expresión más adecuada para dichas funciones. En la tabla 9 se indican las expresiones consideradas de las que las número 7 y 8 y las número 9 y 10 resultaron las más correctas, respectivamente para el índice de poros y el grado de saturación. En cualquier caso, para variaciones pequeñas del estado tensional puede recurrirse a la linealización de las expresiones (por ejemplo las número 4) tal como admite Fredlund (1979). La figura 27 muestra las superficies de estado obtenidas experimentalmente por Matyas y Radhakrishna (1969).

Varias de dichas referencias exponen además que esta unicidad se pierde en procesos no monótonos. Esto es debido a las deformaciones plásticas acumuladas que se producen, análogamente a lo que ocurre en suelos saturados, en procesos de carga y descarga. Asimismo se observa una falta de unicidad en procesos en los que se combinan aumentos de la tensión exterior y disminuciones del grado de saturación. La figura 28, procedente de Barden et al (1969) es significativa en este sentido. La causa de este último fenómeno es atribuida por estos autores a la histéresis producida al aumentar el grado de saturación en los procesos de aumento de carga exterior y su disminución posterior al secar la muestra.

Esta unicidad se pierde también al utilizar muestras de suelo expansivas. La figura 29 procedente de Justo et al (1984) pone de manifiesto esta falta de unicidad incluso para procesos monótonos de aumento de la carga exterior y del grado de saturación.

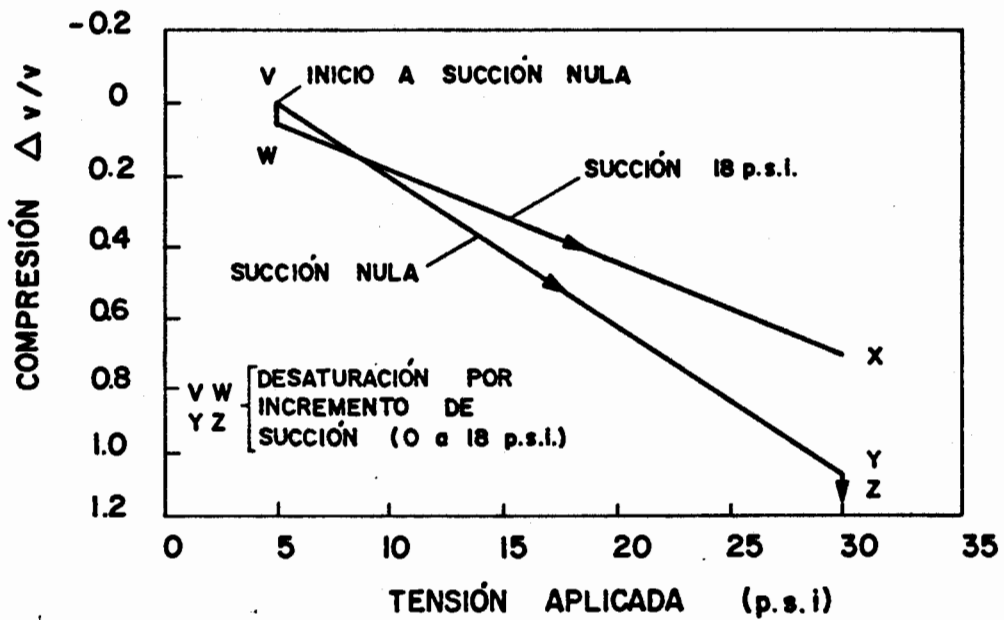


Figura 28. Dependencia con la trayectoria tensional seguida, del estado deformacional de un suelo en procesos monótonos de incremento de la tensión esférica y de la succión (Barden et al (1969)).

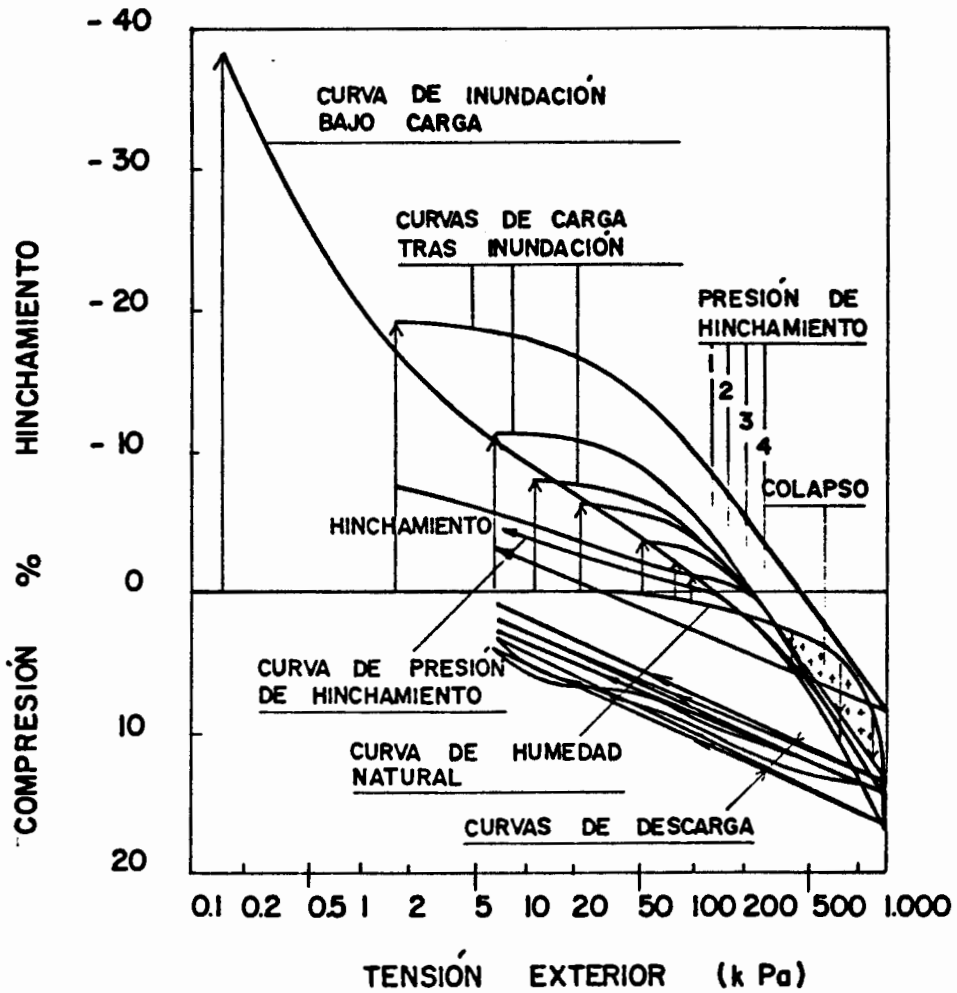


Figura 29. Dependencia con la trayectoria tensional seguida, del estado deformacional de un suelo y de la presión de hinchamiento producida, en procesos monótonos de incremento de la tensión esférica y disminución de la succión (Justo et al (1984)).

2. La succión aumenta la rigidez y el grado de sobreconsolidación del suelo. Ya ha sido comentado el efecto de la succión haciendo más indeformable al esqueleto sólido al incrementar las acciones interpartículas. Las figuras 30 y 31 procedentes de Dudley (1970) (ensayando un loess de baja plasticidad a humedad constante) y de Aitchison y Woodburn (1969) (referente de forma tan sólo indicativa un suelo expansivo) muestran estos dos fenómenos. Aún cuando ninguna de estas dos figuras corresponde simultáneamente a ensayos experimentales y a succión constante, sí son indicativas de los comportamientos citados. A altas presiones, sin embargo, las curvas obtenidas para diferentes succiones constantes y la correspondiente al caso saturado deben converger al aumentar la tensión esférica y reducirse significativamente el volumen específico. Este fenómeno es lógico por cuanto en todos los casos se tiende a un índice de poros mínimo de máxima compacidad idéntico para todos ellos. En la figura 31 puede observarse también este comportamiento.

3. Los procesos de incremento de la succión pueden producir deformaciones plásticas irrecuperables. Así lo confirman, por ejemplo, los resultados de Yong et al (1971) ensayando un caolín y una arcilla de baja actividad (0,53). La figura 32 muestra estos resultados en términos del índice de poros y de la succión, en la que se ha supuesto un peso específico de las partículas de 2,65 g/cc. Las curvas obtenidas muestran una aparente relación lineal entre el índice de poros y el logaritmo de la succión fundamentalmente en las ramas de descarga (análogamente a lo observado en algunos de los ensayos descritos por Richards et al (1984)). En las ramas de primer secado esta relación logarítmica no es evidente.

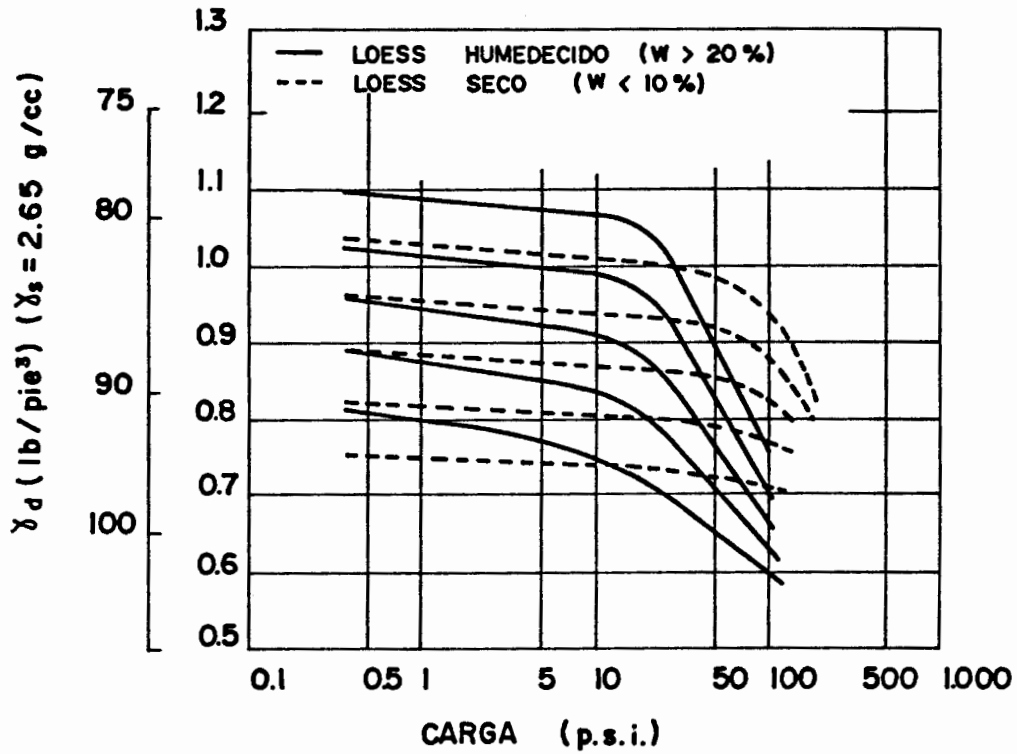


Figura 30. Curvas de consolidación a humedad constante de un loess (Dudley (1970)).

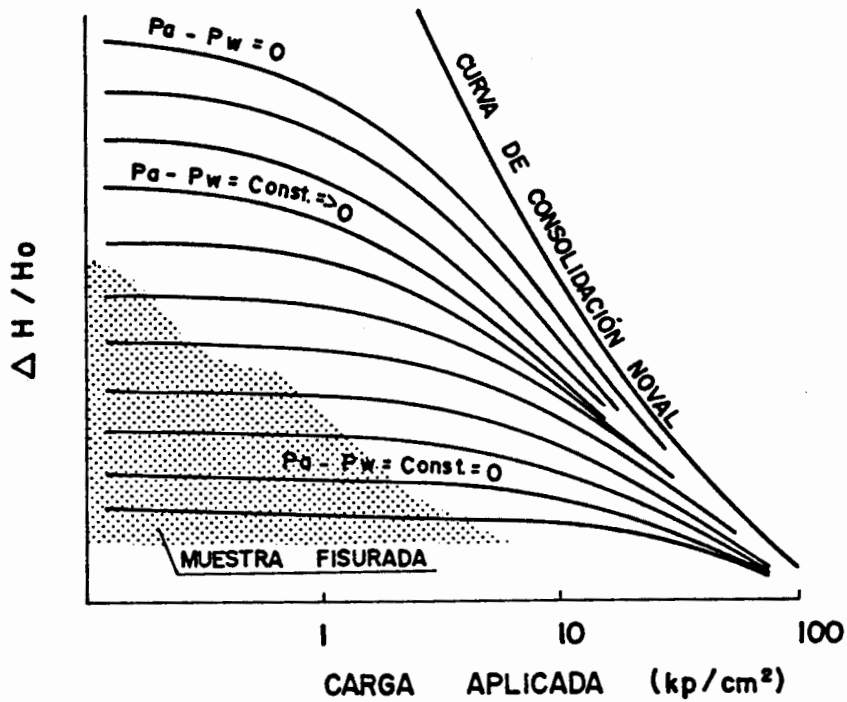


Figura 31. Curvas características de consolidación de un suelo a succión constante (Aitchison y Woodburn (1969)).



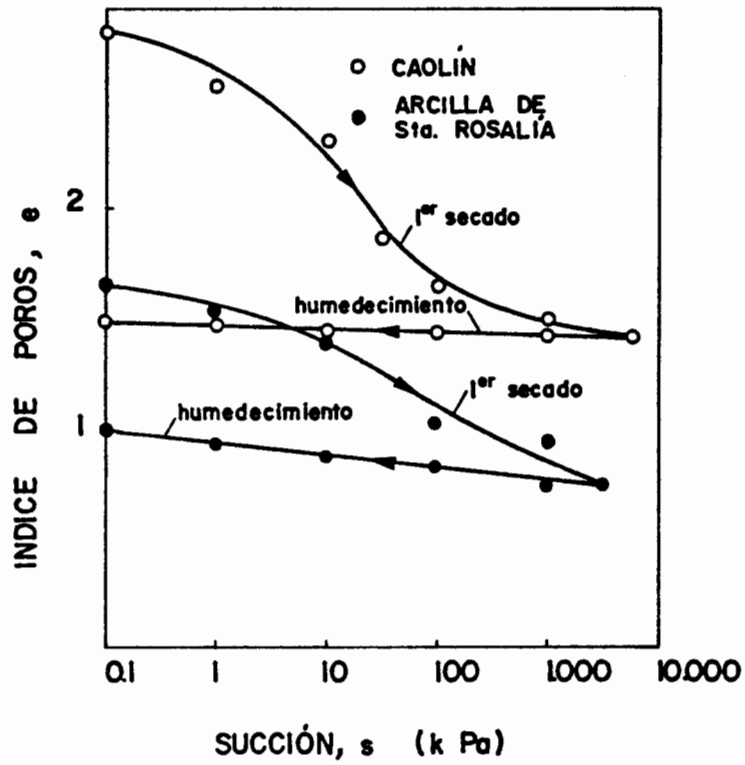


Figura 32. Deformaciones irrecuperables producidas en procesos de incremento de la succión (Yong et al (1970)).

4. Fenómenos de colapso. Tanto este apartado como el siguiente correspondiente a hinchamiento han sido comentados en apartados anteriores. Sobre el colapso se pueden indicar, sintéticamente, los siguientes comportamientos:

- la magnitud del colapso aumenta con la carga exterior aplicada hasta un cierto valor y posteriormente disminuye, pasando en consecuencia por un máximo. Booth (1975) o Yudhbir (1982) presentan resultados significativos en este sentido en los que se observa claramente este máximo y como, dependiendo del tipo de suelo, se modifica la presión a la que se produce. Este fenómeno, y fundamentalmente la reducción del colapso bajo fuertes cargas exteriores está directamente relacionado con la convergencia de las diferentes curvas a succión constante descrita en el punto 2.

- el proceso de colapso hace tender al índice de poros del suelo al correspondiente a su estado saturado (Jennings y Burland (1962), Jiménez Salas et al (1973) o Maswoswe (1985)).

- una vez se ha producido un colapso con una presión exterior y un grado de saturación máximos determinados no se vuelven a producir colapsos adicionales mientras no se supere alguno de estos dos valores o ambos (por ejemplo Abelev (1975)).

- de acuerdo con los puntos anteriores, el colapso dependerá de la trayectoria tensional que se siga (presión exterior, colapsos ya producidos en procesos anteriores, etc.).

Maswoswe (1985) obtiene la trayectoria tensional producida en el suelo al colapsar en condiciones edométricas realizando ensayos triaxiales con succión controlada en los que corrige continuamente el estado tensional aplicado a la muestra de forma que su deformación radial sea constantemente nula. En la figura 9 se presenta un caso procedente de esta referencia en el que se observa esta trayectoria.

#### 5. Fenómenos de hinchamiento en suelos expansivos:

- el hinchamiento es dependiente de la presión exterior aplicada. Cuanto mayor es ésta, menor es el hinchamiento observado (Komornik y Livneh (1967), Escario y Sáez (1973) o Kassif et al (1973) entre otros).

- en procesos cíclicos de humedecimiento y secado el hinchamiento en el primer humedecimiento es superior a los demás, y a partir de él el comportamiento es prácticamente elástico (Chu y Mou (1973) o Escario y Sáez (1986)).

- la relación entre el hinchamiento producido y el logaritmo de la succión es prácticamente lineal (Brackley (1975)), comprobándose en consecuencia, que la mayor parte del hinchamiento se produce a bajas succiones.

- el hinchamiento dependerá de la trayectoria tensional seguida (presión exterior, hinchamientos ya producidos en procesos anteriores, etc.).

Schreiner y Burland (1987) obtienen la trayectoria tensional producida en el suelo al hinchar en un edómetro con succión controlada, midiendo la tensión horizontal durante el ensayo. En la figura 33 se muestra un caso procedente de esta referencia en el que se

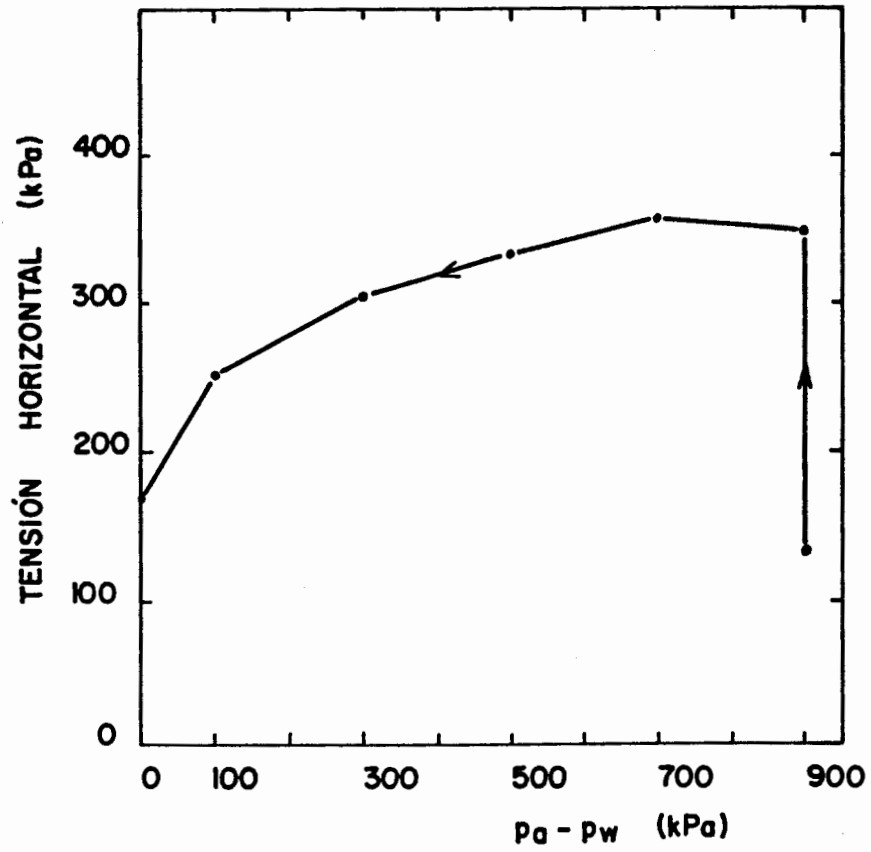


Figura 33. Evolución de la tensión horizontal en un proceso de hinchamiento de un suelo en condiciones edométricas (Schreiner y Burland (1987)).

observa que al ir reduciendo la succión la tensión horizontal aumenta inicialmente y disminuye después.

6. Presión de hinchamiento. La presión de hinchamiento es dependiente de la trayectoria tensional seguida. En un proceso combinado de aumento de la presión exterior y humedecimiento, cuanto antes se apliquen las cargas más baja será la presión de hinchamiento y viceversa (Brackley (1975), El-Sohby y Mazen (1980), El Fatih y Elturabi (1984), Justo et al (1984) o Sridharan et al (1986)). La figura 29, procedente de la penúltima de las referencias indicadas es significativa en este sentido. La mayor presión de hinchamiento se producirá al humedecer primero y cargar posteriormente hasta obtener una deformación final nula, y la mínima se obtendrá al cargar inicialmente y posteriormente humedecer, de forma que el hinchamiento final sea asimismo nulo. Procedimientos intermedios como ir cargando y humedeciendo progresivamente de forma que la deformación permanezca nula, producirán presiones de hinchamiento comprendidas entre las dos anteriores.

7. Un suelo puede colapsar o hinchar o incluso combinar ambos fenómenos en un mismo proceso monótono de humedecimiento, dependiendo de la historia tensional y de su estructura. Las deformaciones consideradas son las globales del suelo y pueden incluir tanto componentes recuperables como irrecuperables. Como ya se ha indicado un suelo podrá colapsar o hinchar al aumentar su grado de saturación dependiendo del estado de presiones exterior, como por ejemplo describen Lloret (1982) o El-Sohby y Elleboudy (1987). Escario y Sáez (1973) o Cox (1978) presentan resultados en los que un mismo proceso de humedecimiento el suelo hincha, al principio, y colapsa, al final, como se puede observar en la figura 34 procedente de la primera de las dos referencias citadas.

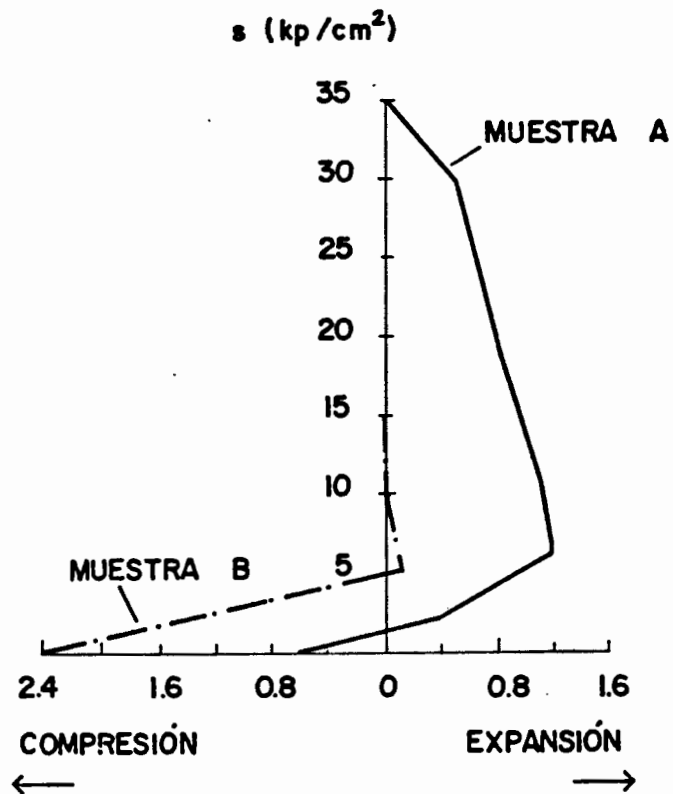


Figura 34. Fenómenos sucesivos de hinchamiento y de colapso de un suelo compactado, en un proceso de disminución de la succión (Escario y Sáez (1973)).

Estos comportamientos son descritos en distintas referencias, en la mayor parte de los casos, aisladamente y sin presentar ninguna justificación. En capítulos posteriores, y como objetivo fundamental de esta tesis, se propone un modelo que reproduce estos comportamientos.

## 2.6. HISTERESIS EN LAS RELACIONES SUCCION-HUMEDAD

Diversos autores han descrito procedimientos para modelar fenómenos de histéresis de una variable  $\alpha$  con otra  $\beta$  (figura 35). Everett y Smith (1954) indican que Brillouin (1888) y Dunham (1896) son probablemente los únicos autores anteriores a ellos que intentan formular una teoría general de la histéresis. En estos intentos previos se consideraban dos familias de curvas en el plano  $\alpha$ - $\beta$  de forma que por cada punto pasasen únicamente dos curvas, una de cada familia, correspondiendo cada una de ellas al camino seguido en dicho plano por  $\alpha$  al aumentar o disminuir  $\beta$  respectivamente.

Everett y Whitton (1952), Everett y Smith (1954) y Everett (1954, 1955), o Néel (1942-1943) citado por Mualem (1973) desarrollan ya una teoría general de la histéresis basada en la hipótesis de los dominios independientes, aplicable en principio a cualquier fenómeno físico. Esta hipótesis consiste en considerar que dicho fenómeno físico es generado por un número suficientemente grande de microprocesos que presentan histéresis de tipo metaestable (figura 36), es decir, con ramas como la FG o DB de la figura. Como se observa, en estas ramas se producen saltos discontinuos de  $\alpha$  para dos valores de  $\beta$  diferentes, correspondientes respectivamente a procesos en los que  $\beta$  aumenta o disminuye. En un suelo sería el caso de un poro vacío que se llena instantáneamente de agua al llegar a  $\beta_s$  y posteriormente se vacía, asimismo de forma instantánea, al llegar a  $\beta_g < \beta_s$ . Para poder generar un ciclo de histéresis real es necesario integrar todos estos microprocesos, y que éstos sean diferentes entre sí de forma que  $\beta_s$  y  $\beta_g$  no sean

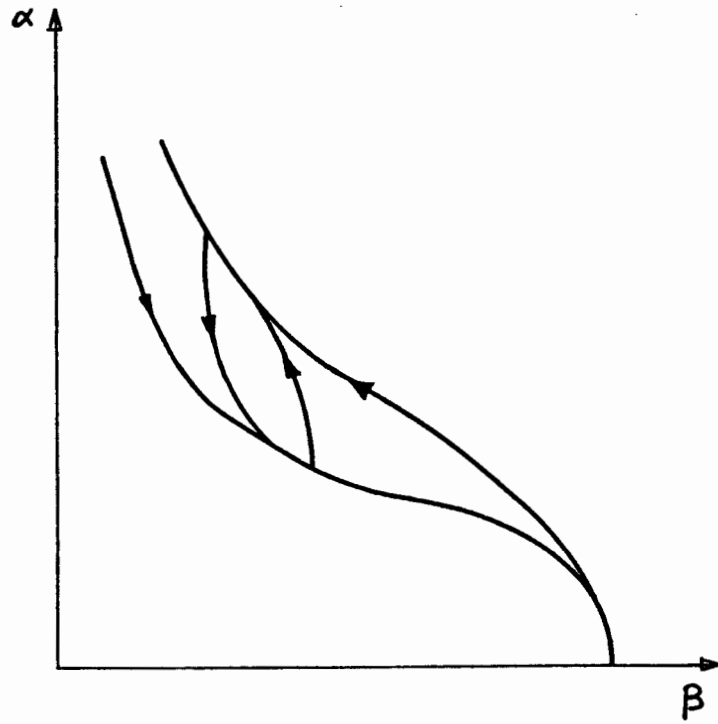


Figura 35. Curvas de histéresis entre las variables  $\alpha$  y  $\beta$ .

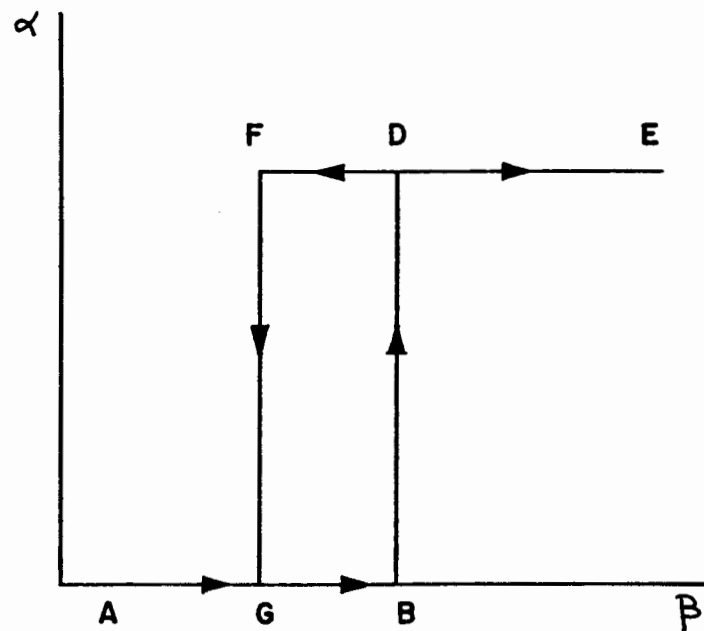


Figura 36. Microproceso metaestable (Everett y Whitton (1952)).



constantes en todos ellos, variando de acuerdo con sus características intrínsecas.

Everett y Smith (1954) enuncian y comprueban con diferentes casos siete teoremas sobre la forma cualitativa de las curvas de histéresis en ciclos diversos. La figura 37 muestra algunos de estos casos correspondientes a de dichos teoremas, en los que queda en evidencia el tipo de comportamiento considerado en cada uno de ellos.

Enderby (1955) utiliza la siguiente notación para definir ciclos arbitrarios de histéresis (figura 38)

$$\left| \beta_1 \quad \beta_2 \quad \beta_3 \quad \beta_4 \quad \dots \quad \beta_n \right|$$

en la que  $\beta_{i-1} > \beta_i < \beta_{i+1}$  (i par) y  $\beta_{i-1} < \beta_i > \beta_{i+1}$  (i impar) siendo  $\beta_i$  el valor de esta variable en un cambio de sentido (creciente a decreciente o viceversa).

Con un número suficientemente grande de microprocesos se puede definir

$$\alpha = \iint f(\beta_i, \beta_j) \cdot d\beta_i \cdot d\beta_j \quad (i \text{ par}, j \text{ impar})$$

donde  $f(\beta_i, \beta_j)$  representa el efecto de los microprocesos en estado metaestable en un  $d\beta_i$  y  $d\beta_j$ . Con la representación de Néel (1942-1943), citada por Mualem (1973), se puede trabajar en un plano  $(\beta_i, \beta_j)$  en el que está definido  $f$ , pudiéndose definir las áreas de integración de la anterior expresión (figura 39).

Según Philip (1964) es Poulouvasilis (1962) el primero en aplicar estos conceptos basados en los dominios independientes al caso de la histéresis capilar. En este caso  $\beta$  es la succión (s) y  $\alpha$  el contenido de agua (w). Los microprocesos vienen representados por el llenado y vaciado de cada poro a determinados valores de la succión, diferentes en cada uno de

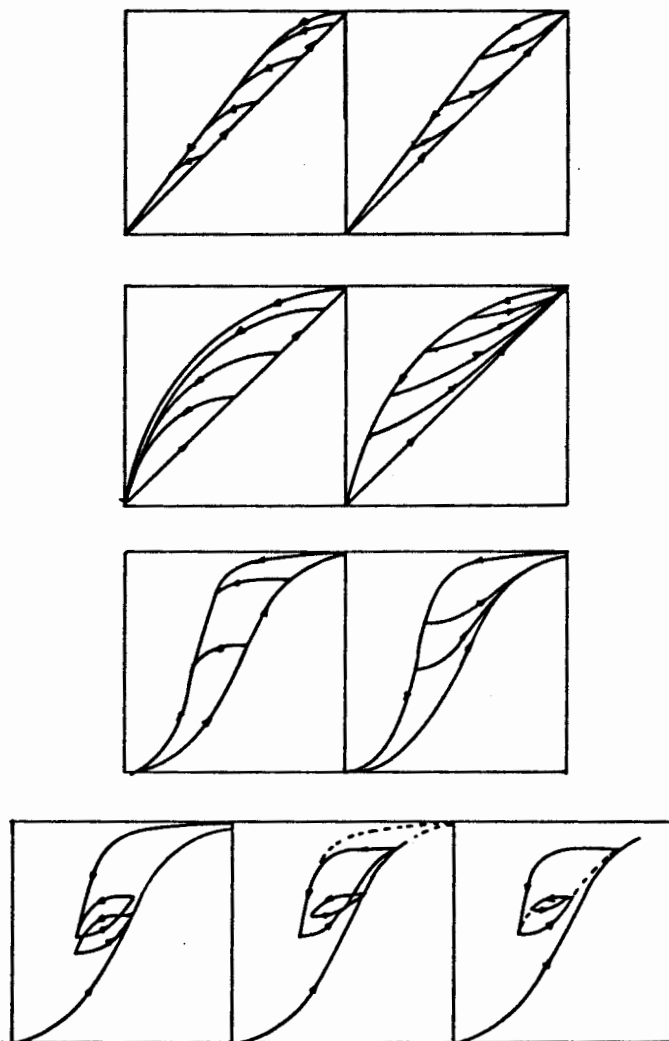


Figura 37. Curvas tipo de histéresis (Everett y Smith (1954)).

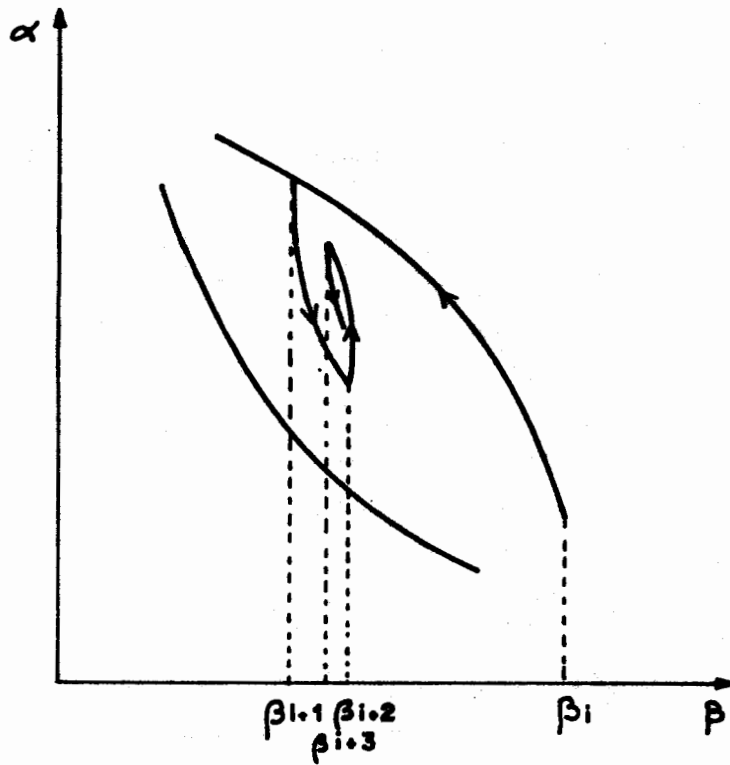


Figura 38. Notación utilizada por Enderby (1955) en un proceso de histéresis.

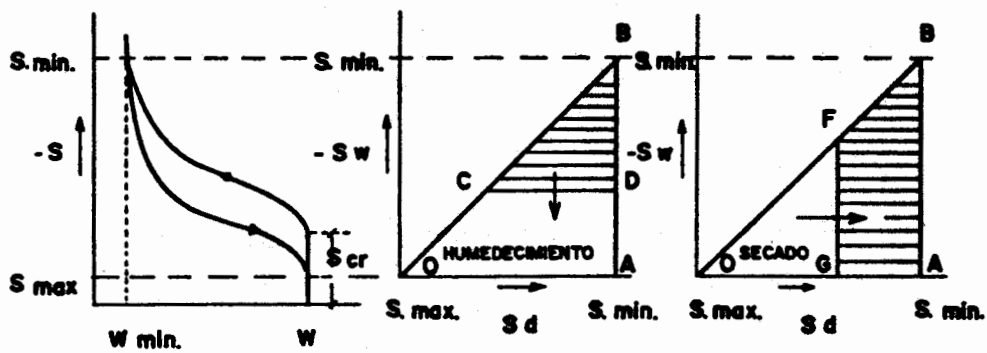


Figura 39. Dominios de integración en procesos de secado y de humedecimiento (Mualem (1973)).

ellos de acuerdo con su geometría. Se supone que el comportamiento y estado de cada poro es independiente de los demás. La expresión de  $f$  estará íntimamente ligada con la distribución de tamaños y formas de los poros del suelo. Su obtención teórica será, en consecuencia, compleja y poco fiable.

El procedimiento a seguir, lo cual representa una ventaja en el uso de estas hipótesis, es la obtención experimental de las curvas principales  $s-w$  de humedecimiento y secado pudiéndose obtener a partir de ellas todos los ciclos interiores. Poulouvasilis (1962) obtiene buenas predicciones utilizando este procedimiento al comparar los resultados con los obtenidos experimentalmente con un suelo formado por bolas de vidrio parcialmente saturado (figura 40). Talsma (1970) o Poulouvasilis (1970) obtienen asimismo correctas predicciones ensayando muestras arenosas.

Sin embargo, Topp y Miller (1966), ensayando un suelo formado por bolas de vidrio, Topp (1969, 1971a, 1971b) ensayando suelos desde arenosos a arcillosos o Vachaud y Thony (1971) ensayando suelos arenosos, no obtienen buenas correlaciones entre la experimentación y la predicción teórica. Topp (1971b) indica que este procedimiento sólo es válido en condiciones estacionarias, y no es aplicable a los casos en que existe flujo no estacionario.

Mualem (1973) utiliza la hipótesis de similaridad, propuesta previamente por Philip (1964), y supone

$$f(s_1, s_2) = h(s_1) \cdot l(s_2)$$

Mediante este procedimiento y utilizando la representación de Néel (1942-1943) es capaz de dejar explícita, en función de las curvas principales de secado ( $w_d$ ) y de humedecimiento ( $w_v$ ), a obtener experimentalmente, las curvas de histéresis:

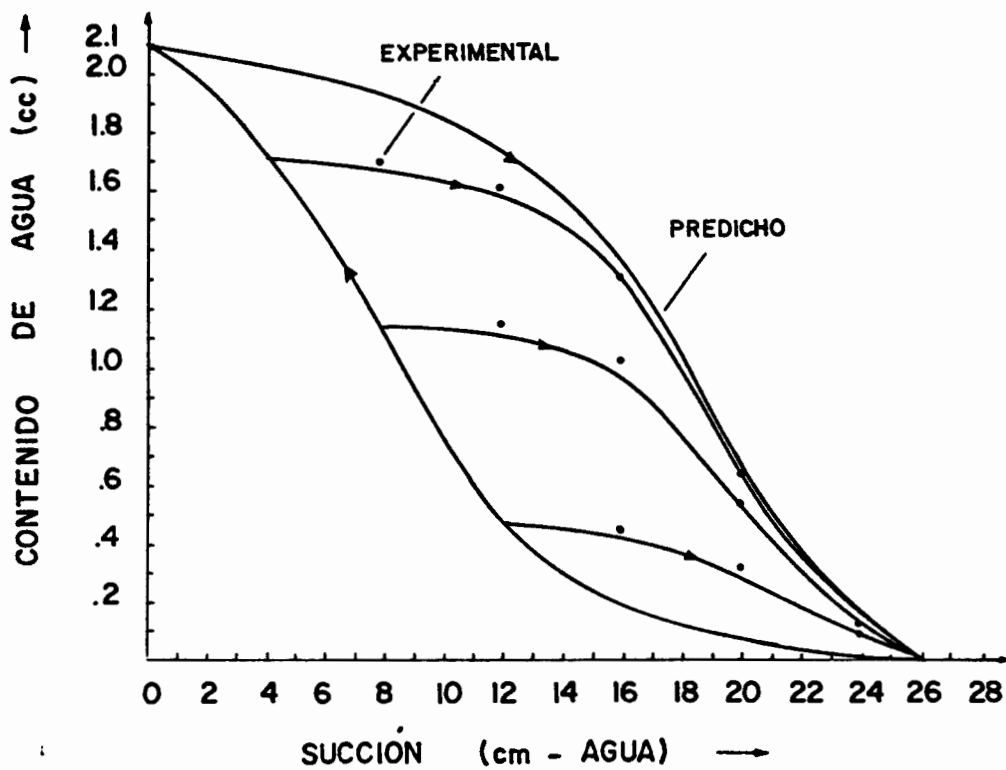


Figura 40. Comparación en procesos de histéresis entre resultados experimentales y calculados (Poulovassilis (1962)).

$$w(s) = w_v(s) + \sum_{i=0}^{R-1} (L(s_{2i+1}) \cdot H(s_{2i}) - H(s_{2i+2}))$$

$$\text{con } H(s) = H(s_{\max}) \cdot \left(1 - \exp\left(-\int_{s_{\min}}^s \frac{dw_v}{w_d(s) - w_v(s)}\right)\right)$$

$$\text{y } L(s) = \frac{w_d(s) - w_v(s)}{H(s_{\max}) - H(s)}$$

Este autor comprueba el método en diversos casos, obteniendo mejores predicciones que con los modelos previos.

Mualem (1974) aporta una nueva interpretación física del fenómeno y modifica el procedimiento consecuentemente. Modela los poros a partir de dos parámetros,  $R$  y  $r$ , representativos, respectivamente, del tamaño del poro y del tamaño de su conducto de entrada. En un proceso de humedecimiento diferencial se llenarán todos los poros con  $R$  asociado a la succión correspondiente, y en un proceso de secado diferencial se vaciarán todos los poros con  $R$  asociado a la succión correspondiente siempre que  $r > R$ . Este autor emplea como variables estos dos parámetros  $(f(R, r))$  y modifica los diagramas de Néel (1942-1943), dependientes de  $s_1$  y  $s_2$ , por otros dependientes de  $r$  y  $R$ .

Empleando de nuevo la hipótesis de similaridad y operando análogamente a Mualem (1973) obtiene las expresiones explícitas de las curvas de histéresis dependientes de  $w_d(s)$  y  $w_v(s)$  a obtener experimentalmente. Aplicando este método a diversos casos obtiene mejores predicciones de las curvas de histéresis que con los modelos anteriores, como por ejemplo se observa en la figura 41.

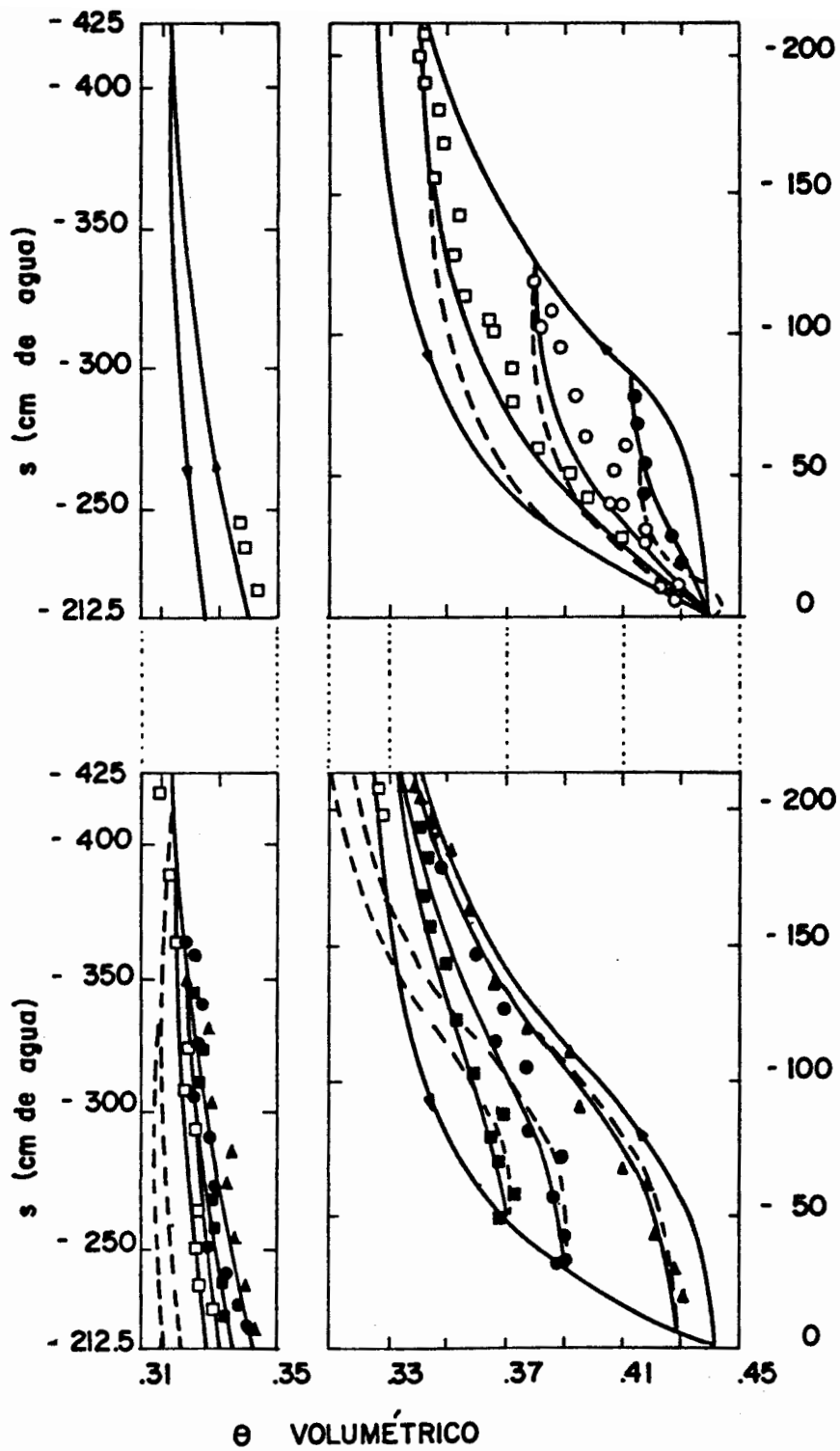


Figura 41. Comparación en procesos de histéresis entre resultados experimentales y calculados, obtenidos éstos últimos utilizando el modelo de Muallem (1973) (línea discontinua) y el modelo de Muallem (1974) (línea continua) (Muallem (1974)).

Mualem (1977) supone que las funciones  $h$  y  $l$  son idénticas y desarrolla consecuentemente sus modelos previos. Esta hipótesis implica por ejemplo en el caso Mualem (1974) que las porosidades asociadas a  $r$  y a  $R$  son iguales. Mediante este procedimiento la información necesaria para aplicar el modelo es más reducida que en los anteriores, y se limita a una de las dos curvas principales de humedecimiento o secado. Este autor indica que es más fiable partir de las curvas de humedecimiento que partir de las curvas de secado, debido a que en éste último caso pueden haber poros bloqueados en su drenaje por poros vecinos, invalidándose la hipótesis de dominios independientes. En el proceso de humedecimiento este fenómeno es más difícil que se produzca.

En consecuencia definido un modelo de histéresis la relación entre la curva de secado y la de humedecimiento será única para cualquier caso. Así, por ejemplo, para el modelo de Mualem (1973) se obtiene:

$$w_d(s) = 2 \cdot \sqrt{(w_v(s_{max}) \cdot w_v(s)) - w_v(s)}$$

Estas relaciones pueden ser expresadas también en términos del grado de saturación, como a continuación se indica en dos casos:

$$\text{Mualem (1973) } \text{----> } S_d(s) = 2 \cdot \sqrt{(S_v(s)) - S_v(s)}$$

$$\text{Mualem (1974) } \text{----> } S_d(s) = (2 - S_v(s)) \cdot S_v(s)$$

siendo  $S_d(s)$  y  $S_v(s)$  los grados de saturación en procesos de secado y humedecimiento respectivamente.

Al comprobar experimentalmente estos nuevos modelos se observa que el de Mualem (1973) con  $h=1$  no proporciona buenas correlaciones, mejorándose estos resultados al utilizar el de Mualem (1974) con  $h=1$ . Los problemas son atribuidos al bloqueo de drenaje que se produce fundamentalmente con grados de



saturación altos.

Mualem (1984) compara las curvas obtenidas con el modelo Mualem (1974) y  $h=1$  con diversos resultados experimentales, confirmando que las discrepancias se acentúan al aumentar el grado de saturación. La figura 42 procedente de dicha referencia es significativa en este sentido.

En esta última referencia se comprueba asimismo que estos modelos son capaces de predecir con análoga fiabilidad ciclos internos a cualquier curva obtenida experimentalmente, aunque no sea la principal o incluso si no es completa. Este último caso se puede dar, por ejemplo, si no es posible en laboratorio trabajar con determinados rangos de succión.

Intentando solventar los inconvenientes derivados de la aplicación la hipótesis de los dominios independientes, diversos autores proponen métodos para considerar cierta interacción entre poros vecinos. Esta posibilidad había sido ya sugerida por Everett (1967). Topp (1971b), Poulouvasilis y Childs (1971) o Mualem y Dagan (1975) proponen diversos procedimientos, considerando la historia de succiones del suelo, para tener en cuenta el efecto de bloqueo entre poros.

Aunque estos métodos pueden ser más aproximados, es necesario utilizar mayor información para su uso (ciclos secundarios, por ejemplo) lo cual los hace más complejos de aplicar y menos útiles.

Los ciclos de histéresis han sido descritos en ocasiones con procedimientos más simplificados como por ejemplo realizan Curtis y Watson (1980) interpolando entre las curvas principales de secado y humedecimiento.

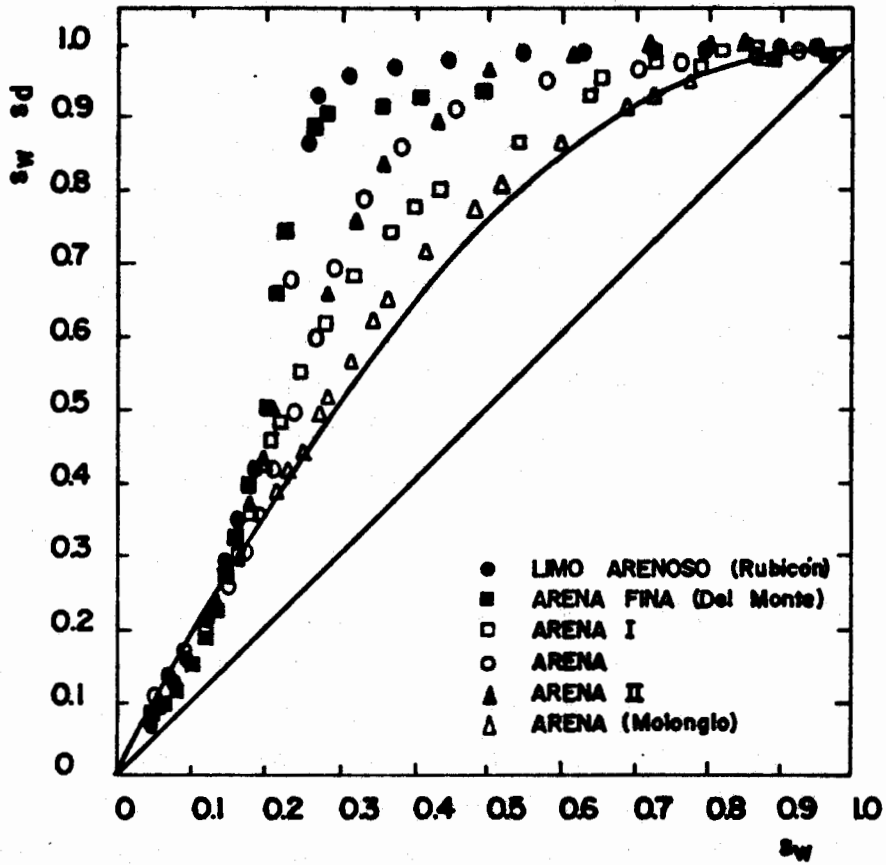


Figura 42. Comparación entre resultados experimentales y la curva teórica de histéresis (Mualem (1984)).

Diversos autores obtienen expresiones analíticas semiempíricas para estas curvas de histéresis (por ejemplo Brooks y Corey (1964), Wallace y Leonardi (1976), Wallace (1977), Gilham et al (1976), Van Genuchten (1980), Ahuja et al (1980) o Lloret y Alonso (1985)). De hecho las expresiones deducidas de las superficies de estado del grado de saturación a  $\sigma$ - $p_e$  constante representan curvas de humedecimiento del suelo. En la figura 43 se presenta un caso procedente de Wallace (1977) en el que se indican las curvas de humedecimiento y secado principales y secundarias y las ecuaciones consideradas. En dicha figura se observa que cuando el suelo parte de su estado saturado ( $w=w_{sat}$ ) y se ve sometido a un ciclo o más de histéresis vuelve a  $w=w_r < w_{sat}$  debido al aire ocluido que queda en su interior. Este fenómeno es conocido y debe ser considerado a la hora de modelar la histéresis. A partir del segundo ciclo las curvas principales son constantes.

El efecto del estado tensional exterior sobre las curvas de histéresis es poco conocido. La existencia de las superficies de estado en procesos monótonos de aumento del grado de saturación y de las tensiones exteriores es un fenómeno comprobado por diversos autores como ha sido ya indicado en anteriores apartados (Matyas y Radhakrishna (1968), Barden et al (1969), Fredlund y Morgenstern (1976) o Lloret y Alonso (1985)) y representa una primera aproximación a esta dependencia. Estos últimos autores encuentran que una relación lineal de  $S_r$  con  $\sigma$ - $p_e$  se ajusta bien a los resultados descritos en la bibliografía.

Pese a las posibilidades de tratamiento de la histéresis indicadas en este apartado, muchos autores prescinden de este fenómeno en sus análisis considerando una relación única entre la succión y el grado de saturación o la humedad. Aparte de razones de simplicidad, Wallace y Leonardi (1976) intentan justificar esta hipótesis en diversos casos. Así, por ejemplo, según estos autores en procesos de infiltración de agua el uso tan sólo de la curva de humedecimiento es suficientemente aproximado (Whisler y Watson (1969) o Dane y Wieranga (1975)).

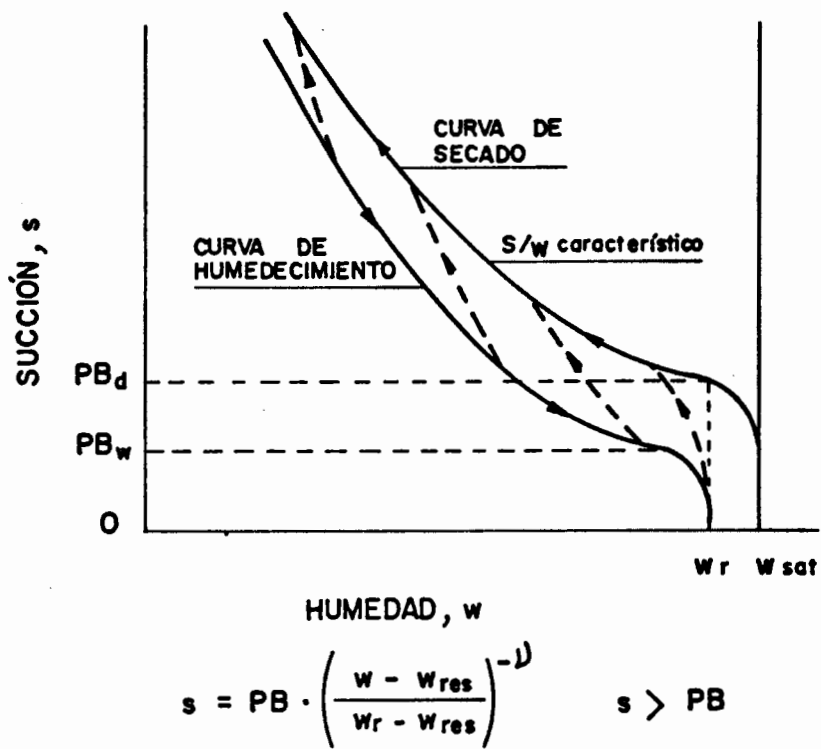


Figura 43. Curvas tipo succión-humedad y expresión propuesta por Wallace (1977).

La redistribución posterior de humedad es poco sensible a la curva considerada (Watson y Perrens (1973)), pudiéndose utilizar una curva media entre las dos principales, aunque se observa una mejor predicción con el uso de la curva de secado que con el uso de la de humedecimiento.

## 2.7. RIGIDEZ Y RESISTENCIA AL CORTE

Análogamente al caso de la deformación volumétrica, diferentes autores comprueban que la rigidez al corte aumenta con la succión partiendo del estado saturado. Aunque no existen muchos datos al respecto, se han observado diferentes tipos de relaciones entre dichos parámetros.

Así, Brull (1980) ensaya limos y arenas llegando hasta  $s=80$  kPa (con placa de succión) y obtiene relaciones lineales entre el módulo dinámico a pequeñas deformaciones  $G_0$  y la succión (figura 44 representada por Alonso et al (1987)). Richards (1978) o Delage et al (1987) observan análogas tendencias. El primero de ellos utiliza psicrómetros aplicando succiones superiores a 800 kPa y hasta 5000 kPa y propone una relación lineal entre el módulo de corte inicial  $G_0$  y el logaritmo de la succión (figura 45).

Este incremento del módulo no puede ser indefinido debiéndose reducir al llegar al estado seco en el que el efecto de la succión se anula. Wu et al (1984, 1985) obtienen efectivamente un máximo de dicho módulo al ensayar limos y arenas en una columna resonante. La figura 46 muestra la correlación entre  $G_0/G_0(S_r=0)$  y el grado de saturación, observándose el máximo en valores de  $S_r=10-20$  % y obteniéndose  $G_0(S_r=0)$  aproximadamente igual a  $G_0(S_r=1)$ . Estos autores comprueban asimismo la existencia de este máximo a varios niveles de deformación de corte, observando que la influencia del grado de saturación sobre la variación de la rigidez disminuye con el nivel de deformación hasta hacerla muy reducida (figura 47). En este caso  $G_0/G_0(S_r=0)$  no coincide tan exactamente con

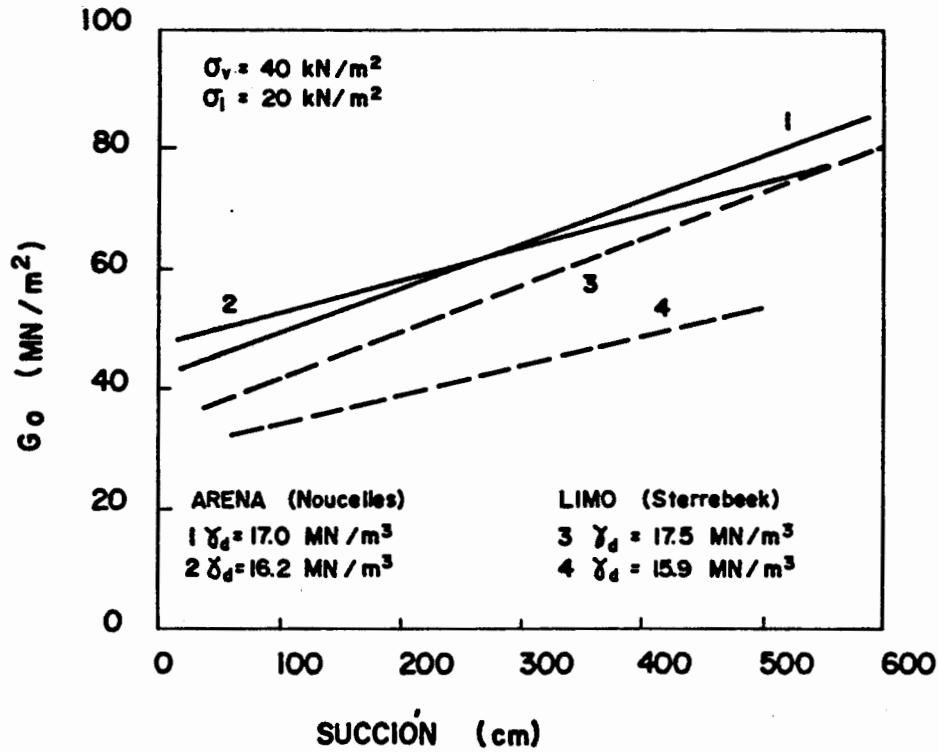


Figura 44. Relación entre  $G_0$  y la succión para un limo y para una arena (Brull (1980)).

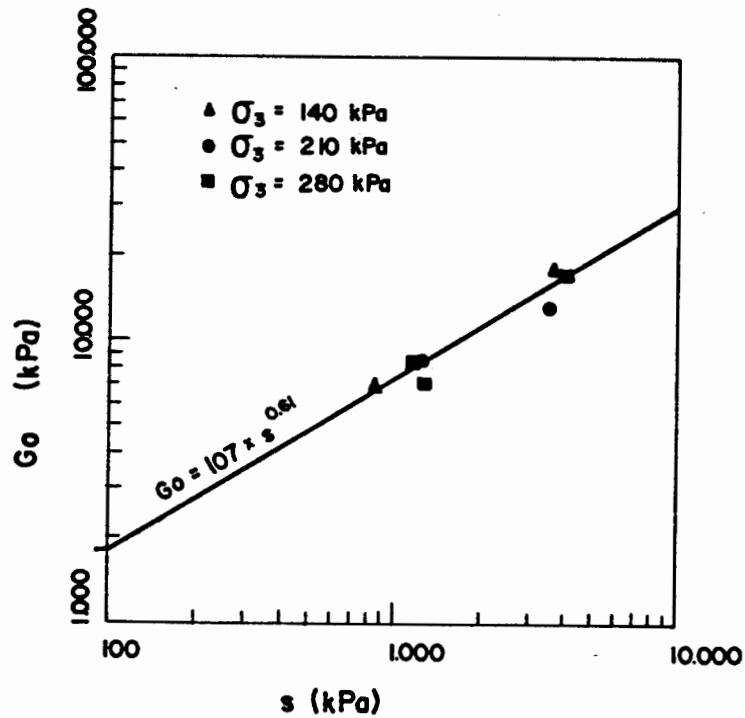


Figura 45. Relación entre  $G_0$  y la succión para un suelo arcilloso (Richards (1978)).

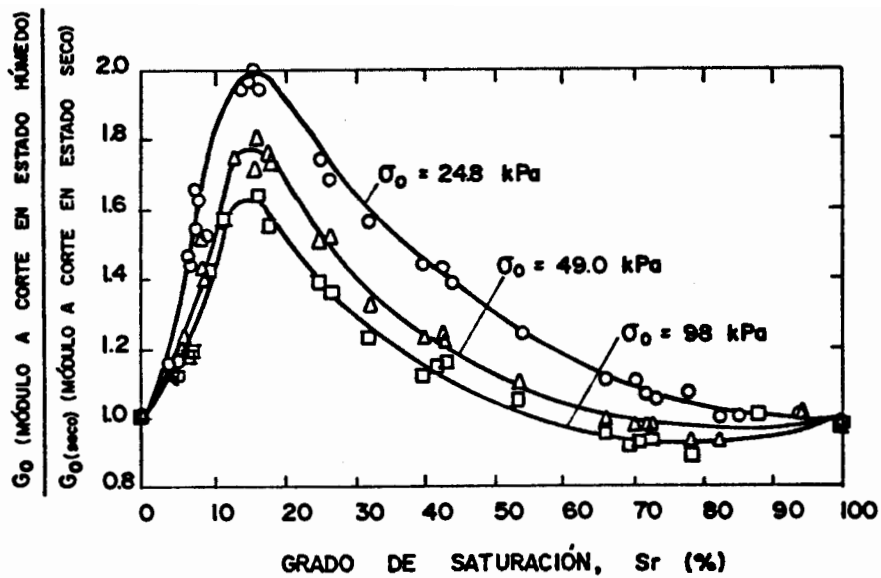


Figura 46. Relación entre  $G_0/G_0(S_r=0)$  y el grado de saturación para un suelo limoso (Wu et al (1985)).

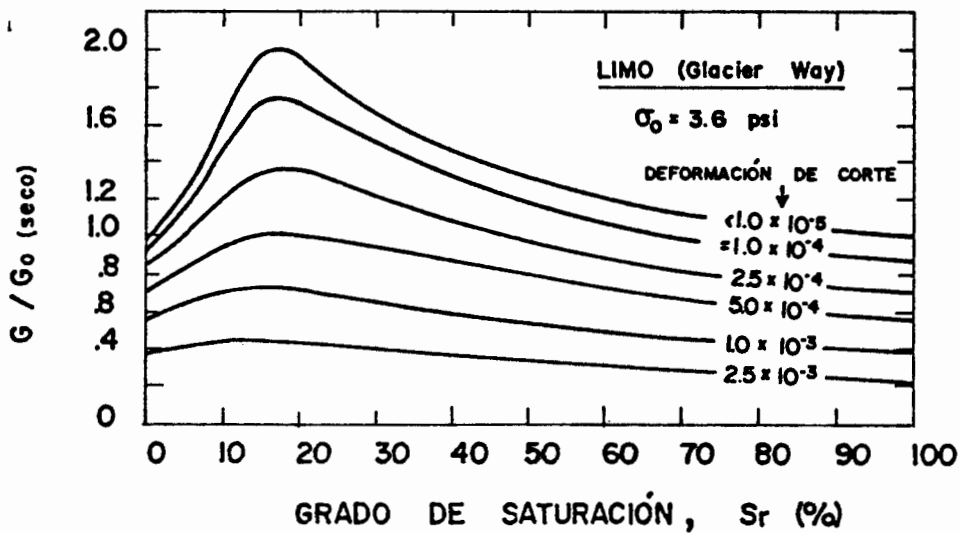


Figura 47. Relación entre  $G_0/G_0(S_r=0)$  y el grado de saturación para un suelo limoso y diferentes niveles de deformación de corte (Wu et al (1985)).

$G_0/G_0(S_r=1)$  como en el caso anterior, lo cual es atribuido a problemas de drenaje en el ensayo. Estos autores observan asimismo en ocasiones un cierto mínimo de  $G_0/G_0(S_r=0)$  para grados de saturación altos, debido a la posible existencia de burbujas de aire aisladas en este caso.

Con base en estos resultados Wu et al (1984) proponen una expresión que relaciona  $G_0/G_0(S_r=0)$  con el grado de saturación, e indican que el máximo de  $G_0/G_0(S_r=0)$  además de reducirse cuando aumenta la presión de confinamiento o el nivel de deformación de corte, también lo hace cuando aumenta el tamaño de grano del suelo.

Au y Chae (1980) obtienen asimismo un máximo del módulo de rigidez dinámico al variar el grado de saturación ensayando una bentonita, aunque en este caso se produce para valores mayores que en el anterior ( $S_r=50-70\%$ ) y con curvas mucho más tendidas (en algunos casos prácticamente rectas horizontales).

En varias referencias se estudia la variación del módulo de deformaciones de corte recuperables tras la aplicación de ciclos sucesivos de carga y descarga sobre suelos compactados, de interés en conexión con el estudio dinámico de bases de carreteras (por ejemplo Sauer y Monismith (1968), Edil y Motan (1979), Motan y Edil (1982) o Edris y Lytton (1977)). El comportamiento descrito no coincide en todos los casos y así, mientras Edil y Motan (1979) ensayando dos suelos poco plásticos (un limo y un limo arenoso) observan un máximo de dicho módulo al variar la succión (aproximadamente para humedades del 2-3 % por el lado seco del óptimo Próctor), Edris y Lytton (1977) ensayando tres suelos tipo CH, CL y ML obtienen un valor del módulo creciente para succiones iniciales bajas y constante para valores superiores (a partir de 200 a 700 kPa de succión dependiendo del suelo).



La resistencia al corte de suelos compactados ha sido correlacionada cualitativamente en diversas referencias (Leonards (1955), Seed y Chan (1959), Bazett y Bell (1963), Lee y Haley (1968), Yong et al (1971), Glenn (1978), Resendiz (1980), etc.) con parámetros específicos del suelo. Se comprueba, por ejemplo, que la disminución del índice de poros (o el aumento de la densidad seca), la disminución de la humedad o la tendencia a estructuras más floculadas, incrementan la resistencia al corte a igualdad de otros factores. En el caso específico de la humedad se puede presentar como ejemplo la figura 48 procedente de Glenn (1978) en la que se observa la tendencia indicada.

Para relacionar la resistencia al corte con la succión se puede recurrir, en primera aproximación, al uso del criterio de Mohr-Coulomb y a la expresión de la tensión efectiva de Bishop (1959) para suelos no saturados anteriormente expuesta:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi'$$

$$\sigma' = (\sigma - p_a) + \lambda \cdot (p_a - p_v)$$

de lo cual se obtiene el criterio:

$$\tau = c' + (\sigma - p_a) \cdot \operatorname{tg} \phi' + \lambda \cdot (p_a - p_v) \cdot \operatorname{tg} \phi'$$

donde  $\tau$  es la tensión de corte. La presencia en esta expresión del parámetro  $\lambda$  representa un inconveniente para su uso y comprobación, análogamente a lo expuesto para la ecuación de la tensión efectiva de Bishop.

Fredlund et al (1978) proponen el caso  $\lambda = \text{cte}$  expresable en función de cualquiera de las tres parejas de tensiones efectivas ya indicadas:

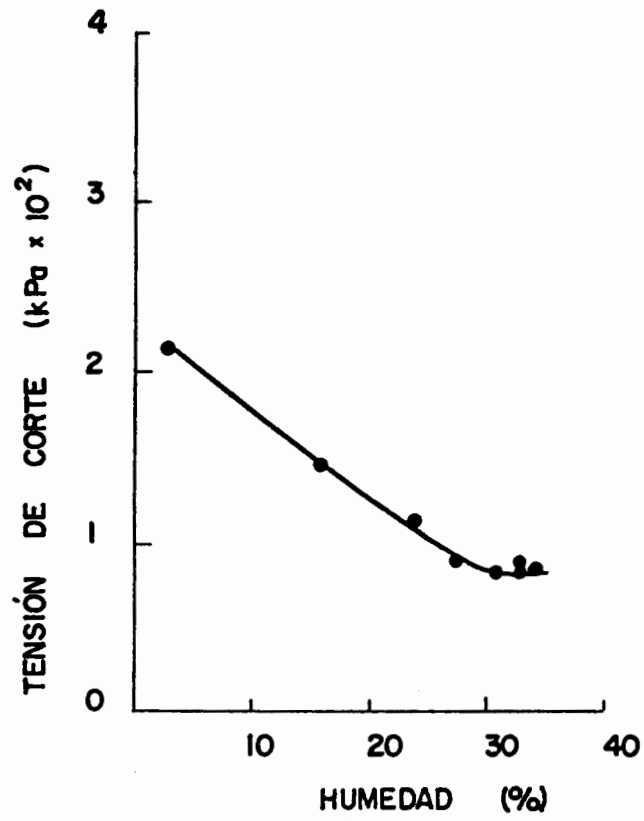


Figura 48. Relación entre la resistencia al corte y la humedad para un caolín (Glenn (1978)).

$$\int . \operatorname{tg} \phi' = \operatorname{tg} \phi^b$$

$$\tau = c' + (\sigma - p_a) \cdot \operatorname{tg} \phi' + (p_a - p_v) \cdot \operatorname{tg} \phi^b \quad \circ$$

$$\tau = c' + (\sigma - p_v) \cdot \operatorname{tg} \phi' + (p_a - p_v) \cdot (\operatorname{tg} \phi^b - \operatorname{tg} \phi') \quad \circ$$

$$\tau = c' + (\sigma - p_a) \cdot (\operatorname{tg} \phi' - \operatorname{tg} \phi^b) + (\sigma - p_v) \cdot \operatorname{tg} \phi^b$$

De estas tres expresiones la más usual y útil es la primera, por depender de la pareja de tensiones efectivas más habituales. En este caso en el término de succión se utiliza la componente matricial que es, como ya ha sido expuesto, la que influye fundamentalmente en la resistencia al corte (Blight (1983)).

Este criterio puede ser representado en un espacio  $(\tau, \sigma - p_a, p_a - p_v)$  mediante un plano cuya intersección con el eje  $\tau$  es  $c'$  y en el que las rectas de corte con los planos  $(\tau, \sigma - p_a)$  y  $(\tau, p_a - p_v)$  tienen pendientes respectivas  $\operatorname{tg} \phi'$  y  $\operatorname{tg} \phi^b$  (incrementos de la tensión de corte correspondientes a incrementos de  $\sigma - p_a$  y  $p_a - p_v$ ) (figura 49).

El efecto de la succión se puede considerar como un incremento de la cohesión efectiva del suelo producido por la acción intergranular que se genera tendente a mantener más unidas las partículas, lo cual queda reflejado en la fórmula propuesta:

$$\tau = c'' + (\sigma - p_a) \cdot \operatorname{tg} \phi'$$

$$c'' = c' + (p_a - p_v) \cdot \operatorname{tg} \phi^b$$

Fredlund et al (1978), Gulhati y Satija (1981), Ho y Fredlund (1982) o Fredlund y Rahardjo (1985) presentan resultados de ensayos triaxiales sobre diversos tipos de suelos (desde arenosos hasta arcillosos) que confirman, con buena correlación, la validez del criterio considerado. Algunas de estas referencias recogen asimismo datos de la bibliografía

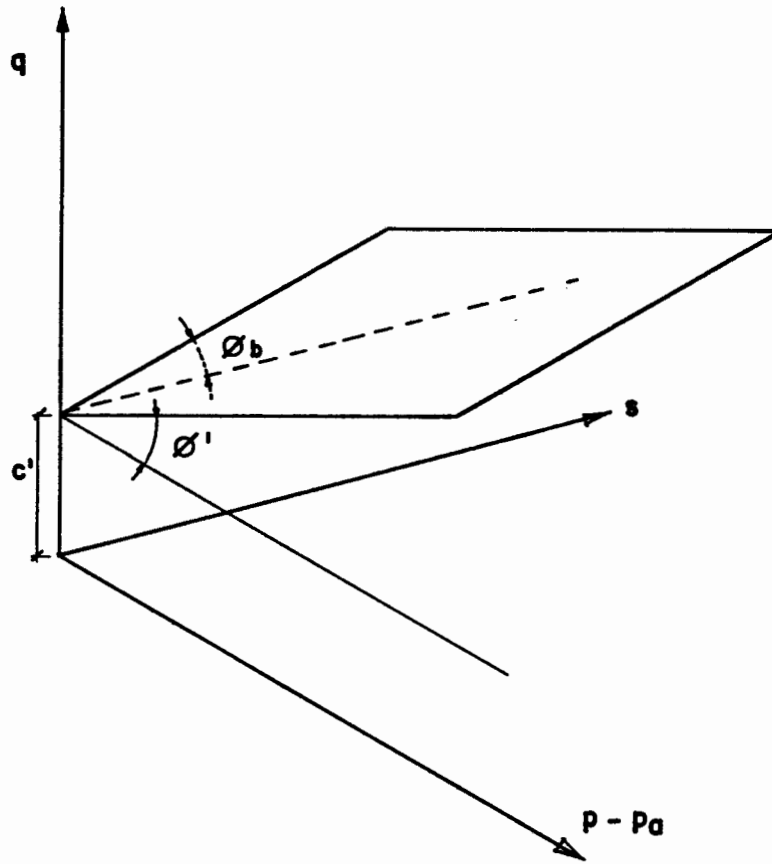


Figura 49. Plano de rotura en el espacio ( $p-p_a, s, q$ ).

procedentes de ensayos de corte directo o triaxiales (Escario (1980), Bishop et al (1960) o Satija (1978)) con los que obtienen de nuevo buenas predicciones con dicha ecuación, observando sin embargo en esta última referencia una cierta curvatura del plano de rotura para succiones bajas (menor que 100 kPa). La figura 50 procedente de Gulhati y Satija (1981) presenta este plano de rotura para el caso de la arcilla de Dhanauri.

De acuerdo con algunas de estas referencias (Fredlund et al (1978) o Gulhati y Satija (1981)),  $\phi^b$  es en general menor que  $\phi'$ . Esto indica la mayor contribución a la resistencia al corte de un incremento de  $\sigma - p_a$  que el mismo incremento de  $p_a - p_v$ . Además  $\phi'$  es más estable que  $\phi^b$  (éste último tiene un mayor rango de variación dependiendo, por ejemplo, del grado de compactación, hecho probablemente relacionado con la mayor dependencia de la succión con la estructura del suelo). La tabla 10 muestra valores de estos parámetros procedentes de diversas referencias.

El uso de este procedimiento permite extender al caso de suelos no saturados métodos de tratamiento utilizados en distintos problemas geotécnicos (estabilidad de taludes, empuje de tierras, etc.) como por ejemplo exponen Fredlund (1979) o Pufahl et al (1983).

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:

- como se ha señalado en distintos apartados, 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 alejados de las situaciones ingenieriles habituales, invalida

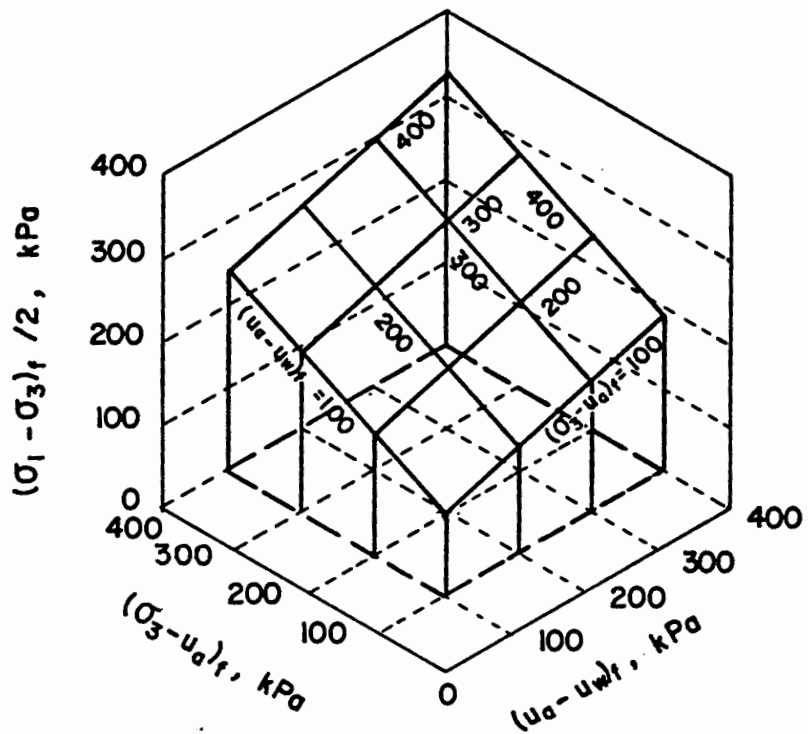


Figura 50. Plano de rotura para un suelo arcilloso (Gulhati y Satija (1981)).

Tipo de suelo	Tipo de ensayo	$\phi^b$ (°)	$\phi^c$ (°)	$c^i$ (kpa)	Referencia
Esquistos compactados ( $w=18,6\%$ )	Triaxial a humedad constante	18,1	24,8	15,8	Bishop, Alpan, Blight y Donald (1960)
Arcilla morrénica ( $w=11,6\%$ )	Triaxial a humedad constante	21,7	27,3	24,8	Bishop, Alpan, Blight y Donald (1960)
Arcilla de Dhanauri ( $w=22,2\%$ $\gamma_d=15,5$ kN/m <sup>3</sup> )	Triaxial consolidado y drenado	16,2	28,5	37,3	Satija (1978)
Arcilla de Dhanauri ( $w=22,2\%$ $\gamma_d=14,5$ kN/m <sup>3</sup> )	Triaxial consolidado y drenado	12,6	29,0	20,3	Satija (1978)
Arcilla de Dhanauri ( $w=22,2\%$ $\gamma_d=15,5$ kN/m <sup>3</sup> )	Triaxial a humedad constante	22,6	28,5	15,5	Satija (1978)
Arcilla de Dhanauri ( $w=22,2\%$ $\gamma_d=14,5$ kN/m <sup>3</sup> )	Triaxial a humedad constante	16,5	29,0	11,3	Satija (1978)
Arcilla gris de Madrid ( $w=29\%$ $\gamma_d=13,1$ kN/m <sup>3</sup> ) compactada estáticamente	Corte directo consolidado y drenado	16,1	19,5 (s=0 kpa) a 25,0 (s=850 kpa)	20 (s=0 kpa) a 110 (s=850 kpa)	Escario (1980)
Arcilla gris de Madrid ( $w=29\%$ $\gamma_d=13,1$ kN/m <sup>3</sup> ) compactación por amasado	Triaxial consolidado y drenado	12,7	20	15 (s=0 kpa) a 45 (s=850 kpa)	Escario (1980)
Arcilla de Dhanauri compactada por el lado seco (alta densi- dad)	Triaxial consolidado a humedad constante	32,0	41,5	41	Gulhati y Satija (1981)
Arcilla de Dhanauri compactada por el lado seco (alta densi- dad)	Triaxial consolidado y drenado	26,0	42,5	57	Gulhati y Satija (1981)
Arcilla de Dhanauri compactada por el lado seco (baja densi- dad)	Triaxial consolidado a humedad constante	25,5	43,0	26,0	Gulhati y Satija (1981)
Arcilla de Dhanauri compactada por el lado seco (baja densi- dad)	Triaxial consolidado y drenado	21,0	44,0	29,0	Gulhati y Satija (1981)
Muestra inalterada de granito descompuesto (Hong Kong)	Triaxial consolidado y drenado	15,3	33,4	28,9	Ho y Fredlund (1982)
Muestra inalterada de ríoflita descompuesta (Hong Kong)	Triaxial consolidado y drenado	13,8	35,3	7,35	Ho y Fredlund (1982)

Tabla 10. Valores de  $\phi^b$ ,  $\phi^c$  y  $c^i$  procedentes de diversas referencias.

el carácter general del criterio. Este aspecto ha sido señalado por Alonso y Lloret (1985) o Escario y Sáez (1986) y comprobado experimentalmente por Escario (1987) realizando ensayos a corte directo con succión controlada. En esta última referencia se observa la existencia de este máximo para succiones del orden de 8 a 10 MPa al ensayar con una presión vertical de 0,3 MPa una muestra de suelo no muy plástica obtenida mediante compactación por el lado seco del óptimo. Para succiones mayores que la del máximo la resistencia al corte disminuye, en el caso indicado, muy lentamente.  $\phi^b$  será en consecuencia variable y no constante en los rangos de succión correspondientes.

- se ha observado asimismo que  $\phi^b$  es también variable en rangos de succión bajos como describen Escario y Sáez (1986) ensayando arcillas y arenas arcillosas a corte directo (figura 51) o Fredlund et al (1987) ensayando un suelo de origen glaciar también a corte directo. Este último autor indica que  $\phi^b$  pasa a valer  $\phi'$  para valores de succión bajos. En estas condiciones considera que  $\phi^b$  puede suponerse constante salvo para dicho rango de succiones en que  $\phi^b$  se convierte en  $\phi'$ , quedando representada la resistencia al corte en planos  $\sigma-p_u = \text{cte}$  mediante líneas quebradas. Delage et al (1987) obtienen análogamente valores de  $\phi^b$  dependientes de la succión al ensayar arcillas en un equipo triaxial.

-  $\phi'$  puede ser también dependiente de la succión como observan Karube (1983) o Escario y Sáez (1986) (figura 52) obteniendo rectas en los planos a succión constante con pendientes crecientes con ella. Delage et al (1987) describe este mismo fenómeno aunque en este caso  $\phi'$  se reduce con la succión.

En consecuencia el criterio propuesto por Fredlund et al (1978) puede desviarse de la realidad dependiendo de los rangos de succión utilizados o del tipo de suelo ensayado, aún cuando puede considerarse válido para variaciones suficientemente pequeñas del estado tensional.



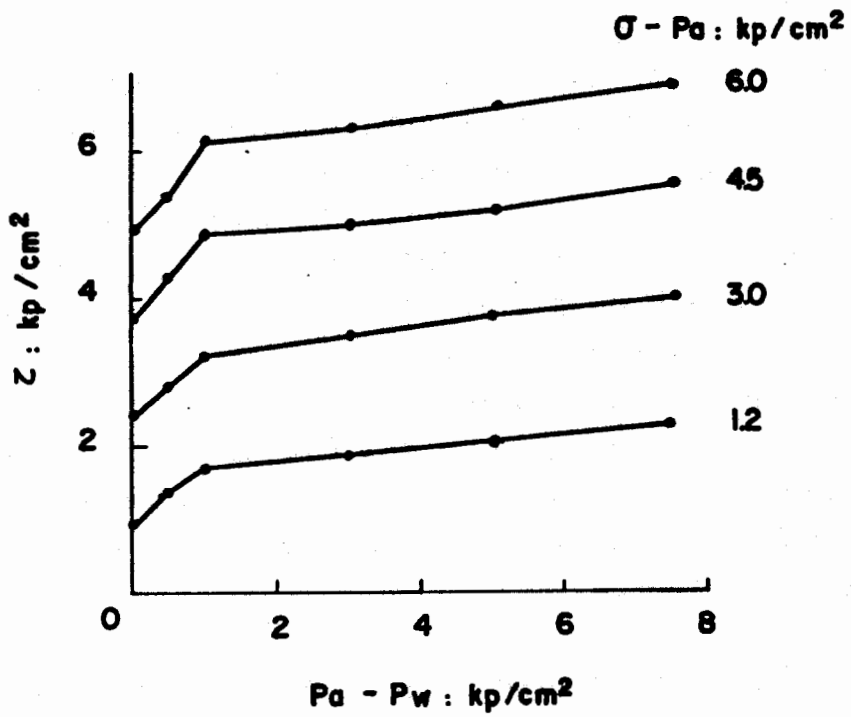


Figura 51. Estados de rotura a  $\sigma - p$  constante para una arena arcillosa (Escario y Sáez (1986)).

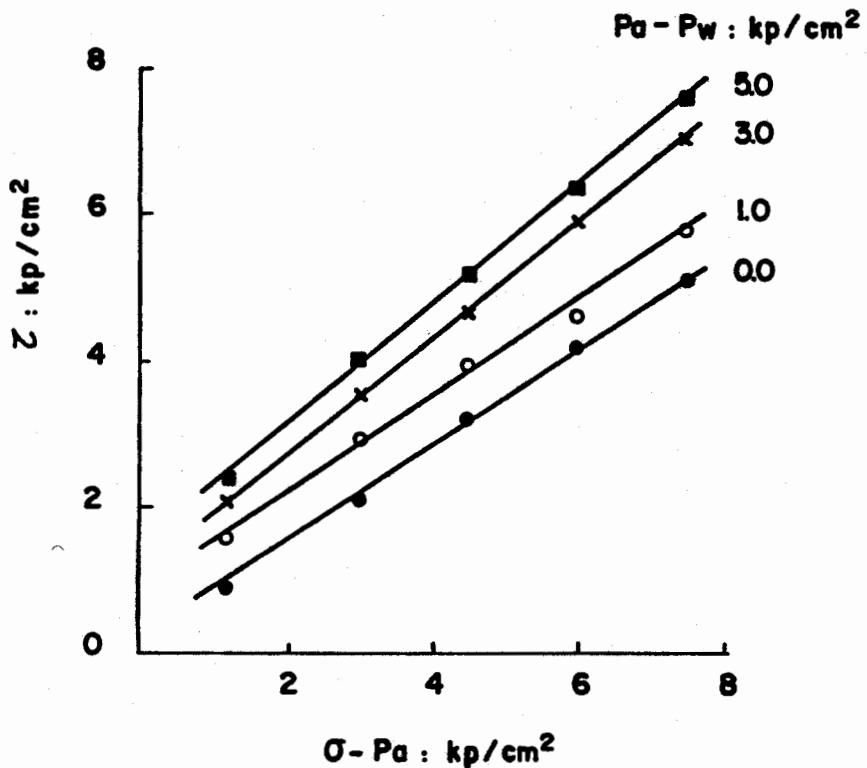


Figura 52. Estados de rotura a succión constante para una arcilla (Escario y Sáez (1986)).