



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA  
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS  
DE CAMINS, CANALS I PORTS

---

**SUELOS EXPANSIVOS:  
ESTUDIO EXPERIMENTAL Y APLICACION  
DE UN MODELO TEORICO**

**Wai Ying YUK GEHLING**

Trabajo realizado como parte de los requisitos  
exigidos, para optar al grado de Doctor.

Dirigido por:

**Eduardo ALONSO PEREZ DE AGREDA**

---

Barcelona – febrero de 1994.

*A mi hija  
Débora*

## AGRADECIMIENTOS

*Al concluir esta tesis doctoral deseo expresar mis más sinceros agradecimientos a numerosas personas que han contribuido para que este trabajo se hiciera realidad.*

*A Eduardo Alonso Pérez de Agreda, director de esta tesis y director del departamento de Ingeniería del Terreno por su asesoramiento, inestimable orientación y apoyo constante durante todos estos años, bien como, la difícil labor de corregir el castellano;*

*A Alejandro Josa por su gran colaboración en el manejo y en el desarrollo del modelo elastoplástico y su constante e inestimable ayuda;*

*A Antonio Gens por su valiosa colaboración y continuo apoyo;*

*A Antonio Lloret por su ayuda y por su dedicación en la fase experimental y de análisis de resultados bien como su aliento en los momentos difíciles;*

*A los compañeros del laboratorio de geotecnia Tomás Pérez, José Alvarez y Joseph Suriol por su cooperación en la fase experimental del estudio;*

*A mis compañeros del despacho (sala 102), Luis Vives y Vicente Navarro, mi gratitud por la demostración de cariño (durante la enfermedad) y apoyo durante todos estos años que convivimos juntos. A Matilde González y José Facio debo un especial reconocimiento por su amistad y constante colaboración;*

*A José Antonio Tebar por su gran ayuda informática y su apoyo hasta el final de la elaboración de la tesis, a David González por su ayuda en los ensayos edométricos con succión controlada, a Eduardo González por las figuras que aparecen en esta tesis y a Ceferino Robledo por las diapositivas;*

*A Eva Martínez y Mari Carmen por su contribución a los aspectos burocráticos;*

*Al Departamento de Engenharia Civil y al curso de Pos Graduação de la Universidade Federal do Rio Grande do Sul, mis agradecimientos por todas las facilidades que me permitieron la realización de la tesis;*

*A mis compañeros del Departamento, Regina Dias, Jorge Augusto Ceratti, Nilo Consoli y Jarbas Mlilitisky por la demostración de cariño y confianza durante estos años para la realización de la presente tesis doctoral;*

*A mi esposo Gino por su estimable ayuda, comprensión y estímulo que he recibido de su parte. Sin su ayuda, el trabajo no hubiera sido posible. A mi hija Débora por su comprensión en todos los momentos. A mis padres y hermanos mi profundo agradecimiento por la comprensión y apoyo en todos los momentos;*

*Finalmente a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Ensino Superior) por la ayuda económica recibida.*

## RESUMEN

El objetivo de esta investigación es analizar el comportamiento y la modelización de los suelos expansivos no saturados. Para el desarrollo de este trabajo se ha seguido una metodología que consiste en una parte experimental y en otra de modelización constitutiva. A continuación se presentan las fases que se han desarrollado:

- 1) *Estado del Arte*: Revisión del estado del conocimiento sobre suelos no saturados expansivos, incluyendo las técnicas de ensayos.
- 2) *Puesta a punto de los equipos*: Esa fase se dedicó a la construcción de los edómetros con control de la succión para la realización de ensayos en suelos expansivos. Esta etapa incluye las modificaciones y adaptaciones de los equipos (calibración). Se han utilizado también los edómetros convencionales para estudiar el comportamiento expansivo del suelo sin control de la succión.

- 3) *Ensayos realizados*: Se han desarrollado en la fase experimental ensayos de caracterización de los suelos estudiados, el efecto de la cantidad de bentonita a ser utilizada para la mezcla y las respuestas de los ensayos para diversas trayectorias tensionales tales como:
- a) Las deformaciones volumétricas debidas a cambios en el grado de saturación del suelo.
  - b) Las deformaciones volumétricas inducidas por solicitaciones externas.
  - c) Cambios de volumen del suelo al ser sometido a procesos de saturación y desaturación bajo solicitaciones externas preestablecidas.
- 4) *Modelo elastoplástico*: A partir del modelo elastoplástico propuesto por Josa (1988) y de las ideas para su extensión a suelos expansivos (Gens y Alonso, 1992) se ha desarrollado un modelo matemático para suelos expansivos.
- 5) *Aplicación del Modelo*: Reproducción de los resultados experimentales obtenidos por esta investigación y de otros autores.

## **INDICE POR CAPITULOS**

- 1.- *INTRODUCCION Y OBJETIVOS*
- 2.- *LOS SUELOS EXPANSIVOS*
- 3.- *EQUIPO DE LABORATORIO Y MATERIAL EMPLEADO*
- 4.- *ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LOS CAMBIOS DE VOLUMEN DEL SUELO  
EXPANSIVO*
- 5.- *MODELIZACION DE SUELOS NO SATURADOS EXPANSIVOS*
- 6.- *APLICACION DEL MODELO*
- 7.- *RESUMEN, CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION*
- 8.- *REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS*

# INDICE

Lista de Figuras

Lista de Tablas

Simbología

## ***1.- INTRODUCCION Y OBJETIVOS***

1.1.- INTRODUCCION .....	I - 1
1.2.- OBJETIVOS .....	I - 3
1.3.- DESARROLLO DE LA TESIS .....	I - 4

## ***2.- COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS EXPANSIVOS***

2.1.- CONSIDERACIONES GENERALES .....	II - 1
2.2.- SUELOS NO SATURADOS .....	II - 3
2.2.1.- Naturaleza y categoría de suelos no saturados .....	II - 3
2.2.2.- Fases componentes de un suelo no saturado .....	II - 5
2.2.3.- Propiedades de los suelos no saturados .....	II - 10
2.2.3.1.- <i>Permeabilidad de los suelos no saturados</i> .....	II - 10
2.2.3.2.- <i>Deformabilidad de los suelos no saturados</i> .....	II - 11
2.2.3.2.1.- <i>Influencia de la succión sobre la deformabilidad del suelo</i> .....	II - 13
2.2.3.3 - <i>Resistencia de los suelos no saturados</i> .....	II - 15

2.2.4.- Propiedades mecánicas de los suelos compactados . . . . .	II - 19
2.2.4.1.- <i>Métodos de compactación</i> . . . . .	II - 26
2.2.5.- Estados de tensiones . . . . .	II - 30
2.2.5.1.- <i>Estado de tensiones para suelos saturados</i> . . . . .	II - 31
2.2.5.2.- <i>Estado de tensiones para suelos no saturados</i> . . . . .	II - 33
2.2.5.3.- <i>Parámetros de estado</i> . . . . .	II - 37
2.2.5.4.- <i>Funciones y superficies de estados</i> . . . . .	II - 38
2.3.- CONSIDERACIONES SOBRE SUELOS EXPANSIVOS . . . . .	II - 43
2.3.1.- Origen y ocurrencia . . . . .	II - 43
2.3.2.- Hinchamiento y potencial de expansión . . . . .	II - 47
2.3.2.1.- <i>Generalidades</i> . . . . .	II - 47
2.3.2.2.- <i>Mecanismos de expansión</i> . . . . .	II - 49
2.3.2.3.- <i>Factores condicionantes de hinchamiento</i> . . . . .	II - 54
2.3.2.3.1.- <i>Composición del suelo</i> . . . . .	II - 55
2.3.2.3.2.- <i>Cationes de cambio disponibles</i> . . . . .	II - 60
2.3.2.3.3.- <i>Cementaciones y enlaces diagenéticos</i> . . . . .	II - 61
2.3.2.3.4.- <i>Estructura del suelo</i> . . . . .	II - 62
2.3.2.3.5.- <i>Densidad seca y humedad</i> . . . . .	II - 68
2.3.2.3.6.- <i>Estado tensional</i> . . . . .	II - 77
2.3.2.3.7.- <i>Trayectorias de tensiones</i> . . . . .	II - 78
2.3.2.3.8.- <i>Succión</i> . . . . .	II - 78
2.3.2.3.9.- <i>Cambios ambientales</i> . . . . .	II - 81
2.3.2.3.10.- <i>Tiempo</i> . . . . .	II - 82
2.3.2.3.11.- <i>Temperatura</i> . . . . .	II - 83
2.3.2.3.12.- <i>Efectos de la compactación</i> . . . . .	II - 85
2.3.3.- Métodos de identificación y Cuantificación de suelos expansivos . . . . .	II - 89
2.3.3.1.- <i>Introducción</i> . . . . .	II - 89
2.3.3.2.- <i>Identificación geológica y geomorfológica</i> . . . . .	II - 91
2.3.3.3.- <i>Identificación mineralógica</i> . . . . .	II - 91



2.3.3.4.- <i>Métodos indirectos de clasificación de los suelos</i>	
<i>expansivos</i> .....	II - 92
2.3.3.5.- <i>Métodos directos de cuantificación</i> .....	II - 98

### 3.- INVESTIGACION EXPERIMENTAL

3.1.- INTRODUCCION .....	III - 1
3.2.- DESCRIPCION DE LOS EQUIPOS .....	III - 3
3.2.1.- Célula edométrica convencional .....	III - 3
3.2.2.- Célula edométrica con control de succión .....	III - 4
3.2.3.- Célula edométrica con control de succión y medida de tensión horizontal .....	III - 11
3.2.4.- Elementos auxiliares utilizados con los edómetros de control de succión .....	III - 15
3.3.- MEDIDAS DE SUCCION .....	III - 16
3.3.1.- Introducción .....	III - 16
3.3.2.- Técnica de psicrómetro .....	III - 19
3.3.3.- Técnica del papel de filtro .....	III - 21
3.4.- MEMBRANAS SEMIPERMEABLES .....	III - 27
3.4.1.- Aspectos generales .....	III - 27
3.4.2.- Efecto de contacto entre la muestra y la membrana .....	III - 29
3.4.3.- Permeabilidad de la membrana .....	III - 30
3.4.4.- Deformabilidad de la membrana .....	III - 32
3.5.- PIEDRAS POROSAS DE ALTA RESISTENCIA AL PASO DE AIRE .	III - 34

#### 4.- ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LOS CAMBIOS DE VOLUMEN DE SUELOS EXPANSIVOS

4.1.- INTRODUCCION .....	IV - 1
4.2.- SELECCION DEL SUELO PARA ESTUDIO .....	IV - 3
4.2.1.- Características de los suelos estudiados .....	IV - 3
4.2.1.1.- Aspectos generales .....	IV - 3
4.2.1.2.- Composición de los suelos .....	IV - 5
4.2.1.3.- Composición mineralógica .....	IV - 6
4.2.1.4.- Plasticidad .....	IV - 11
4.2.2.- Preparación de las muestras .....	IV - 12
4.2.2.1.- Introducción .....	IV - 12
4.2.2.2.- Compactación de las muestras .....	IV - 13
4.3.- ESTUDIO PRELIMINAR DEL COMPORTAMIENTO DE UN SUELO EXPANSIVO DE MEZCLA DE ARCILLA GRIS DE MADRID Y BENTONITA .....	IV - 15
4.3.1.- Estudio del porcentaje de bentonita .....	IV - 15
4.3.2.- Características geotécnicas iniciales para una mezcla de 15% de bentonita .....	IV - 17
4.3.2.1.- Compactación de la mezcla .....	IV - 17
4.3.2.2.- Curva característica (succión vs humedad) .....	IV - 18
4.3.3.- Ensayos edométricos convencionales para una mezcla arcilla gris de Madrid con 15% de bentonita .....	IV - 20
4.3.4.- Ensayos edométricos con control de succión .....	IV - 32
4.4.- RESULTADOS DE ENSAYOS SOBRE ARCILLA GRIS DE MADRID .	IV - 34
4.4.1.- Curvas de compactación (Proctor Normal) .....	IV - 34
4.4.2.- Curva característica del suelo .....	IV - 36
4.4.3.- Ensayos edométricos convencionales .....	IV - 40
4.4.4.- Ensayos edométricos con control de succión .....	IV - 46
4.5.- RESULTADOS DE ENSAYOS PARA UNA MEZCLA DE ARCILLA GRIS Y ARENA .....	IV - 55
4.5.1.- Aspectos generales .....	IV - 55

4.5.2.- Curva característica (succión vs humedad) . . . . .	IV - 58
4.5.3.- Ensayos edométricos convencionales . . . . .	IV - 61
4.5.4.- Ensayos edométricos con control de succión . . . . .	IV - 71
4.6.- COMENTARIOS FINALES . . . . .	IV - 94

## 5.- MODELIZACION DE SUELOS NO SATURADOS EXPANSIVOS

5.1.- INTRODUCCION . . . . .	V - 1
5.2.- MODELOS CONSTITUTIVOS SIMPLES PARA SUELOS NO SATURADOS . . . . .	4
5.3.- MODELOS ELASTOPLASTICO PARA SUELOS SATURADOS . . . . .	V - 11
5.3.1.- Introducción . . . . .	V - 11
5.3.2.- Generalidades de los modelos elastoplásticos . . . . .	V - 13
5.3.3.- Generalidades de los modelos de estado crítico . . . . .	V - 18
5.4.- MODELOS ELASTOPLASTICOS PARA SUELOS NO SATURADOS . . . . .	V - 25
5.4.1.- Introducción . . . . .	V - 25
5.4.2.- Modelo elastoplástico para suelos no saturados desarrollado en Josa (1988) para estados de tensiones isótropos . . . . .	V - 26
5.4.3.- Modelo elastoplástico para suelos no saturados desarrollado por Balmaceda (1991) para estados de tensiones isótropos . . . . .	V - 37
5.5.- MODELO ELASTOPLASTICO PARA SUELOS NO SATURADOS EXPANSIVOS . . . . .	V - 41
5.5.1.- Introducción . . . . .	V - 41
5.5.2.- Planteamiento matemático del modelo elastoplástico para suelos no saturados expansivos . . . . .	V - 59
5.5.2.1. - <i>Condiciones isotrópicas (plano p,s)</i> . . . . .	V - 59
5.5.2.1.1.- Deformaciones elásticas . . . . .	V - 60
5.5.2.1.2.- Deformaciones plásticas de hinchamiento y retracción . . . . .	V - 61
5.5.2.1.3.- Leyes de rigidización . . . . .	V - 63
5.5.2.2.- <i>Condiciones de tensión triaxial (plano p,q,s)</i> . . . . .	V - 69
5.5.3.- Humedad y grado de saturación . . . . .	V - 75

5.5.4.- Módulo de corte G .....	V - 76
5.6.- PLANTEAMIENTO GENERAL DEL MODELO .....	V - 77
5.6.1.- Superficies de fluencia .....	V - 77
5.6.2.- Leyes de fluencia .....	V - 78
5.6.3.- Leyes de rigidización .....	V - 80
5.6.5.- Deformaciones recuperables .....	V - 80
5.6.6.- Deformaciones irrecurables .....	V - 81
5.7.- CONDICIONES INICIALES Y PARAMETROS DEL MODELO .....	V - 82
5.8.- PROGRAMA DE ORDENADOR .....	V - 83

## 6.- APLICACION DEL MODELO

6.1.- INTRODUCCION .....	VI - 1
6.2.- APLICACION DEL MODELO A LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS EN ESTA TESIS .....	VI - 3
6.2.1.- Aspectos generales .....	VI - 3
6.2.2.- Arcilla de Madrid .....	VI - 4
6.2.2.1.- <i>Introducción</i> .....	VI - 4
6.2.2.2.- <i>Estado inicial y parámetros del modelo</i> .....	VI - 6
6.2.2.3.- <i>Reproducción de los resultados experimentales</i> .....	VI - 9
6.2.3.- Arcilla con arena .....	VI - 15
6.2.3.1.- <i>Muestra A</i> .....	VI - 19
6.2.3.1.1.- <i>Introducción</i> .....	VI - 19
6.2.3.1.2.- <i>Estado inicial y parámetros del modelo</i> .....	VI - 20
6.2.3.1.3.- <i>Reproducción de los resultados experimentales</i> .....	VI - 22
6.2.3.2.- <i>Muestra B</i> .....	VI - 27
6.2.3.2.1.- <i>Introducción</i> .....	VI - 27
6.2.3.2.2.- <i>Estado inicial y parámetros del modelo</i> .....	VI - 28
6.2.3.2.3.- <i>Reproducción de los resultados experimentales</i> .....	VI - 30
6.2.3.3.- <i>Muestra C</i> .....	VI - 35
6.2.3.3.1.- <i>Introducción</i> .....	VI - 35

6.2.3.3.2.- Estado inicial y parámetros del modelo . . . . .	VI - 36
6.2.3.3.3.- Reproducción de los resultados experimentales	VI - 38
6.3.- APLICACION DEL MODELO A LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES DE KASSIFF ET AL (1973) . . . . .	VI - 43
6.3.1.- Introducción . . . . .	VI - 43
6.3.2.- Estado inicial y parámetros del modelo . . . . .	VI - 45
6.3.3.- Reproducción de los resultados experimentales . . . . .	VI - 46
6.4.- APLICACION DEL MODELO A LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES DE CHU Y MOU (1973) . . . . .	VI - 53
6.4.1.- Introducción . . . . .	VI - 53
6.4.2.- Estado inicial y parámetros del modelo . . . . .	VI - 56
6.4.3.- Reproducción de los resultados experimentales . . . . .	VI - 58
6.5.- APLICACION DEL MODELO A LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES DE POUSADA (1984) . . . . .	VI - 60
6.5.1.- Introducción . . . . .	VI - 60
6.5.2.- Estado inicial y parámetros del modelo . . . . .	VI - 62
6.5.3.- Reproducción de los resultados experimentales . . . . .	VI - 64
6.6.- APLICACION DEL MODELO A LOS RESULTADOS DE JUSTO ET AL (1984) . . . . .	VI - 70
6.6.1.- Introducción . . . . .	VI - 70
6.6.2.- Estado inicial y parámetros del modelo . . . . .	VI - 72
6.6.3.- Reproducción de los resultados experimentales . . . . .	VI - 73
6.7.- COMENTARIOS FINALES . . . . .	VI - 82
<b>7.- RESUMEN, CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION</b>	<b>VII - 1</b>
7.1.- RESUMEN Y CONCLUSIONES . . . . .	VII - 1
7.1.1.- Aspectos generales . . . . .	VII - 1
7.1.2.- Equipo y procedimientos experimentales . . . . .	VII - 2
7.1.3.- Ensayos realizados . . . . .	VII - 3
7.1.4.- Modelo de comportamiento . . . . .	VII - 9
7.1.5.- Comparación entre resultados experimentales y predichos . . . . .	VII - 11

7.2.- LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION ..... VII - 12

*REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS*

## SIMBOLOGIA

$I_p$	= Índice de plasticidad
$LL$	= Límite líquido
$LP$	= Límite plástico
$LR$	= Límite de retracción
$IR$	= Índice de retracción
$u_a$	= Presión de aire
$u_w$	= Presión de agua
$s$	= Succión ( $= u_a - u_w$ )
$ds$	= Incremento de succión
$s_i$	= Succión inicial
$\Psi_s$	= Succión osmótica
$Sr$	= Grado de saturación
$w$	= Humedad
$\gamma_d$	= Peso específico seco
$\gamma_s$	= Peso específico de las partículas
$\gamma_w$	= Peso específico del agua
$\sigma_v$	= Tensión vertical total
$\sigma_{ij}$	= Tensión total
$\sigma_m$	= Tensión media ( $= (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ )
$\sigma_1$	= Tensión principal mayor
$\sigma_2$	= Tensión principal intermedio
$\sigma_3$	= Tensión principal menor
$\delta_{ij}$	= Delta de Kronecker
$e$	= Índice de poros
$e_i$	= Índice de poros inicial
$V$	= Volumen Total
$v$	= Volumen específico ( $v=1+e$ )
$v_p$	= Volumen específico asociado a variaciones de $p$
$v_s$	= Volumen específico asociado a variaciones de $s$
$dv$	= Incremento de volumen específico
$p$	= Tensión esférica
$p_{atm}$	= presión atmosférica
$p^c$	= Presión de referencia
$p_o$	= Presión de preconsolidación
$p_o^*$	= Presión de preconsolidación en estado saturado
$dp$	= Incremento de la tensión esférica
$q$	= Tensión desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ )
$\epsilon_{ij}$	= Deformación total
$\epsilon_{ij}^e$	= Deformación elástica
$\epsilon_{ij}^p$	= Deformación plástica
$\epsilon_s^e$	= Deformación de corte elástica
$\epsilon_v^e$	= Deformación volumétrica elástica *
$\epsilon_{vp}^p$	= Deformación volumétrica plástica por cambios de la tensión neta media
$\epsilon_{vs}^e$	= Deformación volumétrica elástica asociada a cambios de la succión
$\epsilon_{vp}^e$	= Deformación volumétrica elástica asociada a cambios de la tensión
$\epsilon_{vs}^p$	= Deformación volumétrica plástica asociada a cambios de la succión

$\epsilon_{vp}^p$	= Deformación volumétrica plástica asociada a cambios de la tensión
$\epsilon_{vp}$	= $\epsilon_{vp}^e + \epsilon_{vp}^p$
$\epsilon_{vs}$	= $\epsilon_{vs}^e + \epsilon_{vs}^p$
$\epsilon_{vh}^p$	= Deformación volumétrica plástica asociada a variaciones de succión con $ds < 0$
$\epsilon_{vs}^p$	= Deformación volumétrica plástica asociada a variaciones de succión con $ds > 0$
$\epsilon_{vp}^p$	= Deformación volumétrica plástica asociadas a variaciones de $p$ y $q$
$\epsilon_{vMs}^p$	= Deformación elástica de la macroestructura por cambios en $p$
$\epsilon_{vMs}^s$	= Deformación elástica de la macroestructura por cambios en $s$
$\epsilon_{vm}^e$	= Deformación elástica de la microestructura asociadas a cambios en $(p+s)$ .
$\epsilon_{vm}$	= Deformación volumétrica microestructural
$\epsilon_{vM}^p$	= Deformación volumétrica macroestructural irre recuperable
$\epsilon_{vT}$	= Deformación volumétrica total
$d\epsilon_v^e$	= Deformación volumétrica elástica
$d\epsilon_v^p$	= Incremento de deformación volumétrica plástica
$\epsilon_m$	= Deformación microestructural
$\epsilon_M$	= Deformación macroestructural
$\epsilon_t$	= Deformación total
$r_{ij}$	= Tensor de flujo plástico
$SI$	= Superficie de fluencia para aumento de la succión
$SD$	= Superficie de fluencia para disminución de la succión
$LC$	= Superficie de fluencia para cambios de $p$
$NL$	= Línea neutra
$s_o$	= Parámetro de rigidización para la superficie de fluencia ( $SI$ )
$s_h$	= Parámetro de rigidización para la superficie de fluencia ( $SD$ )
$\kappa$	= Pendiente de la recta de descarga y recarga en el plano $(v, p')$
$\lambda_s$	= Pendiente de la succión
$\kappa_s$	= Pendiente de la recta que relaciona $v_s$ y $\ln(s+p_{atm})$ en rama de descarga y recarga
$G$	= Módulo elástico de corte
$M$	= Pendiente de la recta de estado crítico
$K_o$	= Coeficiente de tensión lateral
$\phi$	= Angulo de fricción
$\alpha$	= parámetro adimensional del que depende la forma de la función $p_o$
$\beta$	= controla la velocidad con que varia $\lambda(s)$ con la succión
$r$	= Constante relacionada con la máxima rigidez del suelo para succión infinita
$\alpha_m$	= Exponente de la ley de deformación volumétrica elástica micro
$\beta_m$	= Parámetro de la ley de deformación volumétrica elástica micro
$N(s)$	= Volumen específico para $p=p^c$
$C_t$	= Compresibilidad del suelo ante variaciones de la tensión esférica
$C_m$	= Compresibilidad del suelo ante variaciones de la succión



## *LISTA DE FIGURAS*

### Capítulo 2

- Figura 2.1 - Categorías de los suelos no saturados según Wroth et al (1990).
- Figura 2.2 - Diagrama para describir las fases de un suelo no saturado (Yoshimi y Osterberg, 1963).
- Figura 2.3 - Las fases constituyentes de un suelo no saturado según Fredlund y Morgenstern (1977).
- Figura 2.4 - Fases de un suelo no saturado (Gili, 1988).
- Figura 2.5 - Deformaciones irreversibles debidas a cambios de succión Yong et al (1971).
- Figura 2.6 - Cambios de volumen específico con las variaciones de succión según Josa (1988).
- Figura 2.7 - Fenómenos de colapso e hinchamiento en procesos de reducción de la succión según Escario y Sáez (1973).
- Figura 2.8 - Evolución de la permeabilidad con la humedad de compactación (Lambe, 1958).
- Figura 2.9 - Influencia de los tipos de compactación en la permeabilidad de una arcilla con limos (Reséndiz, 1965).
- Figura 2.10 - Curvas de compresibilidad con la humedad para presiones diferentes (Mieussens, 1980).
- Figura 2.11 - Efectos de la humedad y del nivel de energía sobre la compresibilidad: a) efecto de la humedad b) efecto del nivel de energía.
- Figura 2.12 - Comparación de los métodos de compactación estática y amasado en la resistencia de corte de una arcilla limosa (Seed y Chan, 1959).

- Figura 2.13- Efectos de los diferentes métodos de compactación sobre el cambio de volumen (expansión y contracción axial) (Seed y Chan, 1959).
- Figura 2.14- Efectos de distintos métodos de compactación sobre el cambio de volumen (Lawton,1989).
- Figura 2.15 - Superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación (Matyas y Radharishna,1968).
- Figura 2.16 - Distribución de los iones adyacentes a la superficie de la arcilla, de acuerdo con el modelo de la capa doble (Mitchell, 1976).
- Figura 2.17 - Modelo de partícula de arcilla y su expansión según Katti (1987).
- Figura 2.18 - Estructura y principales características de los tres minerales arcillosos (citados por Josa, 1988).
- Figura 2.19 - Cambios de volumen de la montmorillonita y caolinita durante el proceso de absorción de agua (Hillel, 1980).
- Figura 2.20 - Relación entre el hinchamiento y tipo de arcilla mineral según Seed et al (1962).
- Figura 2.21 - Estructura dispersa y floculada según Lambe (1959).
- Figura 2.22 - Influencia de la estructura de suelos limosos en su retracción según Seed y Chan(1959).
- Figura 2.23 - Influencia del remoldeo y de la remoción de materiales cementantes en la expansión.
- Figura 2.24 - Tipos de estructuras: a) estructura predominante de partículas b) estructura predominante de agregados de partículas. c) partículas compuestas de minerales arcillosos.
- Figura 2.25 - Microestructuras de arcillas según Pousada (1984).
- Figura 2.26 - Influencia de la humedad y densidad inicial en el hinchamiento bajo una carga  $0,7t/m^2$  (Jiménez Salas, 1955).
- Figura 2.27 - Efectos de la densidad y humedad inicial en el hinchamiento bajo una sobrecarga de  $0,7t/m^2$  (Holtz, 1959).

- Figura 2.28 - Influencia de la densidad y humedad inicial en el entumecimiento de una arcilla expansiva (Escario, 1976).
- Figura 2.29 - Efecto de humedad inicial en la presión de hinchamiento según El-Shoby y Rabba (1981).
- Figura 2.30 - Relación entre la densidad seca y el hinchamiento libre para suelos con distintos valores de límites de liquidez (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973).
- Figura 2.31- Relación entre la densidad y la presión de hinchamiento para suelos arcillosos con distintos valores de límites de liquidez (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973).
- Figura 2.32 - Relación entre la humedad y la presión de hinchamiento para suelos arcillosos con distintos valores de límites de liquidez (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973).
- Figura 2.33 - Relación entre el hinchamiento y colapso con la densidad seca y presión aplicada después de inundar (Cox,1978).
- Figura 2.34 - Relación entre el hinchamiento y colapso con la humedad de compactación y la densidad seca después de inundar (Cox,1978).
- Figura 2.35 - Influencia de la tensión aplicada en el hinchamiento producido según Brackley (1973).
- Figura 2.36 - Curvas de consolidación de un suelo expansivo a succión constante según Aitchison y Woodburn (1969).
- Figura 2.37 - Curvas de consolidación según Delage y de Silva (1988).
- Figura 2.38 - Porcentaje de hinchamiento versus tiempo para diversos valores de presión vertical (Mazurik y Komornik, 1973).
- Figura 2.39 - Influencia de la consolidación inicial sobre el hinchamiento y colapso para distintas energías de compactación (Mieussens,1980).
- Figura 2.40 - Deformaciones volumétricas para distintas presiones aplicadas para muestras compactadas con impacto (Lawton, 1989).
- Figura 2.41 - Hinchamiento libre en función de las condiciones de compactación (Seed y Chan, 1959).

- Figura 2.42 - Curvas de igual cambio de volumen para distintas humedades de compactación (Lawton, 1989).
- Figura 2.43 - Dispersión de resultados de deformación unitaria de un suelo ensayado por Delgado (1986).
- Figura 2.44 - Definiciones de presión de hinchamiento con las curvas de inundación bajo carga, de humedad natural de presión de hinchamiento y de carga posterior a la inundación.
- Figura 2.45 - Método del doble edómetro con ajuste asintótico.

### Capítulo 3

- Figura 3.1 - Esquema del edómetro con succión controlada.
- Figura 3.2 - Esquema del edómetro con sus equipos auxiliares.
- Figura 3.3 - Esquema del dispositivo edométrico con succión controlada (Delage et al, 1987).
- Figura 3.4 - Edómetro con control de la presión de vapor (Esteban y Sáez, 1988).
- Figura 3.5 - Edómetro de succión controlada modificada por Cuéllar (1977) para medir la tensión horizontal.
- Figura 3.6 - Edómetro con control de la tensión lateral (Schreiner, 1988).
- Figura 3.7 - Esquema del anillo de tensión horizontal.
- Figura 3.8 - Esquema de edómetro de tensión horizontal y sus equipos auxiliares (ISMES).
- Figura 3.9 - Esquema del cambiador de volumen.
- Figura 3.10 - Relación entre contenido de humedad y succión para los suelos ensayados por Marinho y Chandler (1993).
- Figura 3.11 - Curvas de succión del suelo determinado con el método del papel de filtro (Delage, 1986).

- Figura 3.12 - Medidas de succión obtenidas mediante psicrómetro y papel de filtro en una arena limosa compactada (Daniel et al, 1981).
- Figura 3.13 - Correlaciones en función de papel de filtro Whatman nº 42 (Chandler y Gutiérrez, 1986).
- Figura 3.14 - Esquema indicando el papel de la membrana semipermeable.
- Figura 3.15 - Relación carga-deformación para diversas sobrecargas (muelles) realizada por Jucá (1990).
- Figura 3.16 - Valores de flujo de agua con respecto al tiempo para diferentes espesores de membrana (Jucá, 1990).
- Figura 3.17 - Variación de humedad con respecto al tiempo para diferentes espesores de membrana de una arcilla gris de Madrid (Jucá, 1990).
- Figura 3.18 - Volumen de agua expulsada con respecto al tiempo para diferentes gradientes de presión (Jucá, 1990).
- Figura 3.19 - Deformabilidad de la membrana semipermeable para diversas cargas verticales y presiones de aires según Escario y Sáez (1987).
- Figura 3.20 - Deformación de la membrana semipermeable según Aitchison y Martin (1973).
- Figura 3.21 - Flujos obtenidos para la piedra porosa de 15 bar y la membrana de 0.10 mm de espesor ensayado por Jucá (1990).

#### Capítulo 4

- Figura 4.1 - Curvas granulométricas de los suelos empleados.
- Figura 4.2 - Difractograma de rayos X para arcilla gris de Madrid. a) Natural b) Calcinada c) Los tres procesos (natural, calcinada y glicolada).
- Figura 4.3 - Difractograma de rayos X para bentonita. a) Natural. b) Los tres procesos (natural, glicolada y calcinada).
- Figura 4.4 - Curvas de deformación unitaria relacionadas con: a) Tiempo b) Cantidad de bentonita.

- Figura 4.5 - Curvas de compactación estática para diferentes tensiones de compactación.
- Figura 4.6 - Curvas de succión en función del grado de saturación (Arcilla de Madrid + 15% de bentonita).
- Figura 4.7 - Curvas de deformación unitaria relacionada con: a)Tiempo de ensayo b) tiempo de homogeneización (maduración).
- Figura 4.8 - Esquema utilizada para la fabricación de las probetas hasta el comienzo del ensayo.
- Figura 4.9 - Curvas de deformación unitaria para la mezcla de arcilla gris de Madrid y 15% de bentonita relacionada con: a)Tiempo para diferentes tensiones verticales b)Tensión vertical.
- Figura 4.10- Curvas de deformación unitaria para la mezcla de arcilla gris de Madrid y 15% de bentonita relacionada con el tiempo para alturas de la muestra de 1cm y 2cm: a) para diferentes tensiones verticales. b)  $\sigma_v=0.01225$  MPa. c)  $\sigma_v= 0.1$  MPa. d) curvas de tensión vertical con alturas de 1cm y 2cm.
- Figura 4.11- a) Curvas de deformación unitaria en función del tiempo para alturas de las muestras de 1cm, 2cm y 4cm. b) Curvas de deformación unitaria relacionada con las alturas de las muestras.
- Figura 4.12- Curvas de deformación unitaria con y sin utilización de la membrana de celulosa en función del tiempo para a)  $\sigma_v= 0.0125$  MPa. b)  $\sigma_v=0.1$  MPa. c) en función del tiempo: tensiones de 0.0125 MPa y 0.1 MPa. d) en función de la tensión vertical.
- Figura 4.13- Representación gráfica del proceso de ensayo de hinchamiento utilizando la membrana de celulosa: a) succión de 0.1 MPa. b) succión de 0.2 MPa.
- Figura 4.14- Curvas de compactación obtenidas del Proctor Normal con material "in natura" y remodeado.
- Figura 4.15- Curvas de succión con la humedad obtenida por el método del papel filtro.

- Figura 4.16- Curva característica de la arcilla gris de Madrid con y sin sobrecarga (Jucá, 1990).
- Figura 4.17- Comparación entre la curva obtenida por método de membrana de presión (Jucá, 1990) y la curva obtenida por técnica de papel filtro.
- Figura 4.18- Curva característica en trayectorias de desecación y humedecimiento (Jucá, 1990).
- Figura 4.19- Curvas de deformación unitaria máxima relacionada con: a) Tiempo. b) Peso específico seco.
- Figura 4.20- Evolución del hinchamiento libre con el tiempo para diferentes humedades, para un suelo compactado con un peso específico seco de  $13.4 \text{ kN/m}^3$  (Pousada, 1984).
- Figura 4.21- Curva de presión de hinchamiento con el tiempo tras la inundación y sin inundación.
- Figura 4.22- Curva de presión de hinchamiento con el tiempo tras la inundación para una muestra compactada con  $\gamma_d = 13.4 \text{ kN/m}^3$  y  $w_i = 32\%$ .
- Figura 4.23- Comparación entre las curvas de presión de hinchamiento con el tiempo obtenidas por Pousada (1984) y por el presente trabajo.
- Figura 4.24- Trayectoria de tensiones seguida para este ensayo.
- Figura 2.25- Trayectoria de tensiones propuesta para los ensayos edométricos con succión controlada.
- Figura 4.26- Curvas de volumen específico en función de la succión para: a)  $\sigma_v = 0.05 \text{ MPa}$ . b)  $\sigma_v = 0.1 \text{ MPa}$ . c)  $\sigma_v = 0.15 \text{ MPa}$ . d)  $\sigma_v = 0.2 \text{ MPa}$ . e) Distintos valores de tensión vertical. f) deformación volumétrica irrecuperable en función de la tensión vertical.
- Figura 4.27- Valores de pesos específicos secos en función de las humedades elegidas para ensayos edométricos convencionales.
- Figura 4.28- Curva característica para mezcla de arcilla con arena ( $\gamma_d = 14.5 \text{ kN/m}^3$ ).
- Figura 4.29- Curva característica para mezcla de arcilla con arena ( $\gamma_d = 19.0 \text{ kN/m}^3$ ).
- Figura 4.30- curvas características para mezcla de arcilla con arena con  $\gamma_d = 14.5 \text{ kN/m}^3$  y  $\gamma_d = 19.0 \text{ kN/m}^3$ .

- Figura 4.31- Deformaciones unitarias después de la inundación para: a)  $\sigma_v = 0.01$  MPa. b)  $\sigma_v = 0.05$  MPa. c)  $\sigma_v = 0.10$  MPa.
- Figura 4.32- La influencia de la succión inicial en la deformación para muestras con  $\gamma_d = 14.5$  kN/m<sup>3</sup>.
- Figura 4.33- La influencia de la succión inicial en la deformación para muestras con  $\gamma_d = 19.0$  kN/m<sup>3</sup>.
- Figura 4.34- Gráfica de deformación unitaria en función del peso específico seco para a)  $\sigma_v = 0.01$  MPa. b)  $\sigma_v = 0.05$  MPa. c)  $\sigma_v = 0.1$  MPa.
- Figura 4.35 - Curvas de consolidación antes y después de inundar.
- Figura 4.36- Trayectoria tensional seguida para la muestra A.
- Figura 4.37- Trayectoria tensional seguida para la muestra B.
- Figura 4.38- Trayectoria tensional seguida para la muestra C.
- Figura 4.39- Variación del volumen específico con la succión para la muestra A.
- Figura 4.40- Variación del volumen específico con la succión para la muestra B.
- Figura 4.41- Variación del volumen específico con la succión para la muestra C.
- Figura 4.42- Variación del volumen específico con la tensión vertical para la muestra A.
- Figura 4.43- Variación del volumen específico con la tensión vertical para la muestra B.
- Figura 4.44- Variación del volumen específico con la tensión vertical para la muestra C.
- Figura 4.45- a) Gráfica de grado de saturación con la succión para la muestra A. b) Comparación de las curvas de grado de saturación con la succión para la muestra A medido y corregido.
- Figura 4.46- a) Gráfica de grado de saturación con la succión para la muestra B. b) Comparación de las curvas de grado de saturación con la succión para la muestra B medido y corregido.



- Figura 4.47- a) Gráfica de grado de saturación con la succión para la muestra C. b) Comparación de las curvas de grado de saturación con la succión para la muestra C medido y corregido.
- Figura 4.48- a) Gráfica de humedad con la succión para la muestra A. b) Curvas de humedad con la succión para la muestra A.
- Figura 4.49- a) Gráfica de humedad con la succión para la muestra B. b) Curvas de humedad con la succión para la muestra B.
- Figura 4.50- a) Gráfica de humedad con la succión para la muestra C. b) Curvas de humedad con la succión para la muestra C.

### Capítulo 5

- Figura 5.1 - Variación de volumen bajo presiones de succión y tensión (Bishop y Blight, 1963).
- Figura 5.2 - Representación de un criterio de fluencia genérico en el espacio de tensiones principales (citado por Josa): a) reblandecimiento del suelo b) rigidización y reblandecimiento del suelo y caso de plasticidad perfecta.
- Figura 5.3 - Modelo de estado crítico.
- Figura 5.4 - Superficie de fluencia en el plano  $(p',q)$  del modelo Cam-Clay Modificado.
- Figura 5.5 - Comportamiento del suelo en el plano  $(p',q)$  para diferentes succiones.
- Figura 5.6 - Volumen específico versus presión en curvas de carga, descarga y recarga según Alonso et al (1990).
- Figura 5.7 - Comportamiento del suelo en el plano  $(s,v_s)$  en ausencia de hinchamiento recuperable según Josa (1988).
- Figura 5.8 - Superficie de fluencia en el plano  $(p,s)$  bajo la hipótesis de  $s_h(p)=s_h=$ cte.
- Figura 5.9 - La función  $p_o$  ( $p_o^m, s$ ) en el modelo de Balmaceda (1991).
- Figura 5.10- La función "m" según Balmaceda (1991).

- Figura 5.11- Evolución de la superficie de fluencia  $p_o$  y de la relación  $\ln p_o^*/p_o$ .
- Figura 5.12- Separación de la zona de compresión y hinchamiento por la superficie de fluencia  $NL$ .
- Figura 5.13- La deformación microestructural.
- Figura 5.14- Comportamiento a nivel microestructural según Gens y Alonso (1992):  
 a) Dependencia de las deformaciones microestructurales de la variación de la succión. b) Dependencia de las deformaciones microestructurales de hinchamiento de la variación de la tensión aplicada. c) Influencia de la tensión aplicada sobre la expansión microestructural.
- Figura 5.15- Efectos de expansión de los agregados de partículas de arcilla según Alonso (1993): a) Expansión isotrópica de partículas. b) Expansión de agregados con orientación preferencial.
- Figura 5.16- a) Acoplamiento entre las deformaciones microestructural y macroestructural. b) Dependencia de la relación entre la deformación volumétrica macroestructural con el valor de  $p/p_o$ .
- Figura 5.17- Efecto de la posición relativa de la superficie de fluencia  $LC$  sobre la magnitud de hinchamiento según Gens y Alonso (1992).
- Figura 5.18- Trayectoria de humedecimiento para diferentes valores de la succión inicial para una tensión de confinamiento constante según Gens y Alonso (1992): a) trayectoria de tensiones en el plano (p,s). b) Deformaciones volumétricas totales y deformaciones microestructurales.
- Figura 5.19- Humedecimiento para diferentes valores de succión inicial bajo diferentes tensión de confinamiento (Gens y Alonso,1992): a) Trayectoria de tensiones en el plano (p,s). b) Deformación volumétrica total y microestructural.
- Figura 5.20- Representación de las superficies de fluencia en el plano (p,s).
- Figura 5.21- La retracción irreversible por secado incrementa la tensión neta media de fluencia ( $p_o$ ) y la succión de referencia para posteriores hinchamientos ( $s_h$ ).

- Figura 5.22- El hinchamiento irreversible (mojado) disminuye la tensión neta media de fluencia ( $p_o$ ) y la succión de referencia para posteriores retracciones ( $s_o$ ).
- Figura 5.23- a) y b) Rigidización a partir de estados de tensiones comunes de las superficies *SI* y *LC*. c) y d) Rigidización a partir de estados de tensiones comunes de las superficies *SD* y *LC*.
- Figura 5.24- Superficies de fluencia y rectas de estado crítico en el plano p y q.
- Figura 5.25- Superficies de fluencia en el plano (p,q,s). a) Sección por un plano  $s=0$  (Plano (p,s)). b) sección por un plano  $s=\text{constante}$  (plano (p,q)).
- Figura 5.26- Vista tridimensional de las superficies de fluencia en el espacio (p,q,s).

## Capítulo 6

- Figura 6.1 - Trayectoria tensional y posición inicial de las superficies de fluencia de las muestras de arcilla gris de Madrid.
- Figura 6.2 - Deformación volumétrica plástica versus la tensión vertical aplicada para la arcilla gris de Madrid.
- Figura 6.3 - Curvas experimentales para diferentes tensiones verticales comparadas con las del modelo.
- Figura 6.4 - Curva experimental versus curva predicha para una tensión vertical de 0.05 MPa en el plano (s,v) para arcilla gris de Madrid.
- Figura 6.5 - Curva experimental versus curva predicha para una tensión vertical de 0.1 MPa en el plano (s,v) para arcilla gris de Madrid.
- Figura 6.6 - Curva experimental versus curva predicha para una tensión vertical de 0.15 MPa en el plano (s,v) para arcilla gris de Madrid.
- Figura 6.7 - Curva experimental versus curva predicha para una tensión vertical de 0.2 MPa en el plano (s,v) para arcilla gris de Madrid.

- Figura 6.8 - Trayectoria tensional de la muestra *A* y posición inicial de las superficies de fluencia.
- Figura 6.9 - Trayectoria tensional de la muestra *B* y posición inicial de las superficies de fluencia.
- figura 6.10- Trayectoria tensional de la muestra *C* y posición inicial de las superficies de fluencia.
- Figura 6.11- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *A* en el plano (log  $s,v$ )
- Figura 6.12- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *A* en el plano ( $s,v$ ).
- Figura 6.13- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *A* en el plano (log  $\sigma_v,v$ ).
- Figura 6.14- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *A* en el plano ( $\sigma_v,v$ ).
- Figura 6.15- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *B* en el plano (log  $s,v$ ).
- Figura 6.16- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *B* en el plano ( $s,v$ ).
- Figura 6.17- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *B* en el plano (log  $\sigma_v,v$ ).
- Figura 6.18- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *B* en el plano ( $\sigma_v,v$ ).
- Figura 6.19- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *C* en el plano (log  $s,v$ ).
- Figura 6.20- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *C* en el plano ( $s,v$ ).
- Figura 6.21- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *C* en el plano (log  $\sigma_v,v$ ).
- Figura 6.22- Curva experimental versus curva predicha para la muestra *C* en el plano ( $\sigma_v,v$ ).

- Figura 6.23- Trayectoria tensional seguida por *Kassiff et al (1973)* y posición de las superficies de fluencia.
- Figura 6.24- Resultados experimentales obtenidos por *Kassiff et al (1973)* representados en el plano (s,v).
- Figura 6.25- Curvas experimentales de *kassiff et al (1973)* y curvas predichas por el modelo para distintos valores de humedad inicial.
- Figura 6.26- Curva experimental de *Kassiff et al (1973)* y curva predicha por el modelo para humedad inicial de 18%.
- Figura 6.27- Curva experimental de *Kassiff et al (1973)* y curva predicha por el modelo para humedad inicial de 20%.
- Figura 6.28- Curva experimental de *Kassiff et al (1973)* y curva predicha por el modelo para humedad inicial de 22.5%.
- Figura 6.29- Curva experimental de *Kassiff et al (1973)* y curva predicha por el modelo para humedad inicial de 24%.
- Figura 6.30- Resultados experimentales obtenidos por *Chu y Mou (1973)* representados en el plano (s,v).
- Figura 6.31- Trayectoria tensional seguida por *Chu y Mou (1973)* y posición inicial de las superficies de fluencia.
- Figura 6.32- Curva experimental de *Chu y Mou (1973)* versus curva predicha por el modelo en el plano (s,v).
- Figura 6.33- Trayectoria tensional seguida por *Pousada (1984)* y posición inicial de las superficies de fluencia.
- Figura 6.34- Resultados experimentales obtenidos por *Pousada (1984)* representados en el plano (s,v).
- Figura 6.35- Curvas experimentales de *Pousada (1984)* y curvas predichas por el modelo para distintos valores de tensión vertical en el plano (s,v).
- Figura 6.36- Curva experimental de *Pousada (1984)* y curva predicha por el modelo para la tensión vertical de 0.01 MPa.
- Figura 6.37- Curva experimental de *Pousada (1984)* y curva predicha por el modelo para la tensión vertical de 0.1 MPa.

- Figura 6.38- Curva experimental de *Pousada (1984)* y curva predicha por el modelo para la tensión vertical de 0.2 MPa.
- Figura 6.39- Trayectoria tensional seguida por *Justo et al (1984)* y posición inicial de las superficies de fluencia.
- Figura 6.40- Resultados experimentales obtenidos por *Justo et al (1984)* representados en el plano (s,v).
- Figura 6.41- Curvas predichas por el modelo para distintos valores de tensión vertical.
- Figura 6.42- Curva experimental de *Justo et al (1984)* y curva predicha por el modelo para una tensión vertical de 0.002 MPa.
- Figura 6.43- Curva experimental de *Justo et al (1984)* y curva predicha por el modelo para una tensión vertical de 0.006 MPa.
- Figura 6.44- Curva experimental de *Justo et al (1984)* y curva predicha por el modelo para una tensión vertical de 0.022 MPa.
- Figura 6.45- Curva experimental de *Justo et al (1984)* y curva predicha por el modelo para una tensión vertical de 0.02 MPa.
- Figura 6.46- Curva experimental de *Justo et al (1984)* y curva predicha por el modelo para una tensión vertical de 0.05 MPa.

## Capítulo 7

- Figura 7.1- Deformación volumétrica irrecuperable en trayectoria de humedecimiento en función de la tensión media neta para las muestras de arcilla gris de Madrid (*Pousada (1984)* y del presente trabajo) y la mezcla de arcilla gris de Madrid con arena: en función de  $p$  (a);  $\log p$  (b);  $p/p_0$  (c) ;  $\log p/p_0$  (d).

## LISTA DE TABLAS

### Capítulo 2

- Tabla 2.1 - Propiedades de los suelos compactados para distintas zonas de la curva de compactación (Rico y del Castillo, 1974).
- Tabla 2.2 - Expresiones de tensiones efectivas para suelos no saturados presentadas por diversos autores (Fredlund, 1987).
- Tabla 2.3 - Posibles combinaciones de variables de estados de tensiones para un suelo no saturado según Fredlund (1993).
- Tabla 2.4 - Expresiones propuestas para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación (Lloret y Alonso, 1985).
- Tabla 2.5 - Relación de algunos países donde se han referenciado suelos expansivos (Schreiner, 1987) citado por Josa (1988).
- Tabla 2.6 - Propiedades de los minerales arcillosos expansivos (Lambe, 1959).
- Tabla 2.7 - Influencia del tamaño del mineral de arcilla en la expansión.
- Tabla 2.8 - Valores típicos del hinchamiento libre de minerales de arcilla.
- Tabla 2.9 - Capacidad de cambio de cationes de minerales de arcilla según Grim (1968).
- Tabla 2.10 - Métodos más usuales de identificación y evaluación de suelos expansivos según Carcedo et al (1986).
- Tabla 2.11 - Algunos métodos de clasificación de suelos expansivos y sus respectivos parámetros adoptados (Snethen, 1984).
- Tabla 2.12 - Criterios de identificación de suelos expansivos citados por Josa (1988).
- Tabla 2.13 - Clasificación del método de Lambe (1960).
- Tabla 2.14 - Correlaciones empíricas de expansividad potencial citado por Moza (1987).

### Capítulo 3

Tabla 3.1 - Métodos de medidas de la succión.

### Capítulo 4

Tabla 4.1 - Composición mineralógica de los suelos ensayados.

Tabla 4.2 - Plasticidad de los suelos ensayados.

Tabla 4.3 - Resumen de los valores utilizados para cada grupo de suelo.

Tabla 4.4 - Resultados obtenidos con los métodos del papel filtro y con el psicrómetro para diferentes pesos específicos secos.

Tabla 4.5 - Humedad máxima ( $S_r=100\%$ ) para cada peso específico seco.

Tabla 4.6 - Humedades utilizadas para cada valor de peso específico seco de acuerdo con las ecuaciones para los ensayos edométricos convencionales.

Tabla 4.7 - Condiciones iniciales del ensayo.

Tabla 4.8 - Trayectoria tensional para la muestra *A*.

Tabla 4.9 - Trayectoria tensional para la muestra *B*.

Tabla 4.10- Trayectoria tensional para la muestra *C*.

### Capítulo 6

Tabla 6.1 - Parámetros iniciales referentes a posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*) para arcilla gris de Madrid.

Tabla 6.2 - Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para arcilla gris de Madrid.



- Tabla 6.3 - Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la arcilla gris de Madrid.
- Tabla 6.4 - Parámetros del modelo asociados a la resistencia de corte para arcilla gris de Madrid.
- Tabla 6.5 - Parámetros iniciales referentes a la posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*) para la muestra A.
- Tabla 6.6 - Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la muestra A.
- Tabla 6.7 - Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la muestra A.
- Tabla 6.8 - Parámetros del modelo asociados a la resistencia de corte para la muestra A.
- Tabla 6.9- Parámetros iniciales referentes a posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*) para la muestra B.
- Tabla 6.10- Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la muestra B.
- Tabla 6.11- Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la muestra B.
- Tabla 6.12- Parámetros del modelo asociados a la resistencia de corte para la muestra B.
- Tabla 6.13- Parámetros iniciales referentes a posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*) para la muestra C.
- Tabla 6.14- Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la muestra C.
- Tabla 6.15- Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la muestra C.
- Tabla 6.16- Parámetros del modelo asociados a la resistencia de corte para la muestra C.

- Tabla 6.17- Parámetros iniciales referentes a posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por *Kassiff et al 1973*).
- Tabla 6.18- Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la reproducción de los resultados obtenidos por *Kassiff et al (1973)*.
- Tabla 6.19- Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por *Kassiff et al (1973)*.
- Tabla 6.20- Parámetros del modelo asociados a la resistencia de corte para la reproducción de los resultados obtenidos por *Kassiff et al (1973)*.
- Tabla 6.21- Parámetros iniciales referentes a posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por *Chu y Mou (1973)*.
- Tabla 6.22- Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la reproducción de los resultados obtenidos por *Chu Y Mou (1973)*.
- Tabla 6.23- Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por *Chu y Mou (1973)*.
- Tabla 6.24- Parámetros del modelo asociados a la resistencia de corte para la reproducción de los resultados obtenidos por *Chu y Mou (1973)*.
- Tabla 6.25- Parámetros iniciales referentes a posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por *Pousada (1984)*.
- Tabla 6.26- Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la reproducción de los resultados obtenidos por *Pousada (1984)*.
- Tabla 6.27- Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por *Pousada (1984)*.

- Tabla 6.28- Parámetros del modelo asociados a cambios a la resistencia de corte para la reproducción de los resultados obtenidos por *Pousada (1984)*.
- Tabla 6.29- Parámetros iniciales referentes a posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por *Justo et al (1984)*.
- Tabla 6.30- Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la reproducción de los resultados obtenidos por *Justo et al (1984)*.
- Tabla 6.31- Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por *Justo et al (1984)*.
- Tabla 6.32- Parámetros del modelo asociados a cambios a la resistencia de corte para la reproducción de los resultados obtenidos por *Justo et al (1984)*.

# ***CAPITULO 1***

## **INTRODUCCION Y OBJETIVOS**

### **1.1.- INTRODUCCION**

Actualmente los problemas relativos a suelos no saturados (expansivos o colapsables) se encuentran en fase de adquisición de nuevos conocimientos sobre su comportamiento deformacional. La influencia de nuevas variables tensionales tales como la succión, los problemas de flujos no lineales y otros aspectos del comportamiento han sido objeto de nuevas investigaciones.

El estudio del comportamiento de los suelos expansivos ha sido punto principal de numerosos estudios de investigación en las últimas décadas. Aunque ya se dispone de un gran número de trabajos publicados en las conferencias internacionales de suelos expansivos sobre el comportamiento geotécnico, aún se encuentran abiertos diversos aspectos para una mejor comprensión del mecanismo de deformabilidad que presentan los suelos expansivos frente a cambios de succión.

La importancia de esta tesis se deduce del conocimiento relativamente escaso que se posee de los suelos expansivos no saturados y el fenómeno de expansión en sí de estos suelos. Por otro lado, la inclusión de la succión en las trayectorias tensionales, que permite reproducir la historia tensional que el suelo experimenta, ha sido objeto de atención prioritaria del presente estudio.

El fenómeno de expansión se manifiesta en condiciones ambientales que inducen cambios apreciables de humedad, además de necesitar la presencia de un suelo potencialmente expansivo. Estos suelos se caracterizan por un comportamiento singular en presencia del agua, lo que origina grandes variaciones en sus propiedades geotécnicas y movimientos superficiales de importancia.

El trabajo consta de dos partes fundamentales. La primera es el estudio de laboratorio de los suelos expansivos. La segunda es la reproducción del comportamiento tenso-deformacional del suelo expansivo mediante un modelo elastoplástico para suelo no saturado desarrollado por Alonso et al (1987), Josa (1988), Alonso y Gens (1990, 1991) y Gens y Alonso (1992, 1993).

La elaboración del modelo que permite predecir el comportamiento general del suelo ha sido un avance considerable en la materia y permite integrar los limitados datos experimentales obtenidos en el laboratorio y campo.

## 1.2.- OBJETIVOS

Esta tesis presenta un estudio sobre los cambios de volumen en los suelos expansivos para diversas trayectorias tensionales. El trabajo ha sido enfocado en dos partes principales:

- 1º) *Estudio experimental de los cambios de volumen en un suelo expansivo. Con él se observará el comportamiento de hinchamiento bajo diferentes cargas aplicadas para diferentes densidades secas y humedades iniciales.*
- 2º) *Aplicación y extensión de un modelo elastoplástico para suelos no saturados, aplicable a los suelos expansivos.*

La tesis se ha dividido de la siguiente manera:

- Recopilación de informaciones sobre el comportamiento de los suelos expansivos no saturados a través de un estudio bibliográfico.
- Construcción de los equipos para ensayos de succión controlada y medidores de cambio de volumen para ejecutar los ensayos.
- Realización del programa de ensayos sobre muestras compactadas estáticamente (ensayos convencionales y ensayos edométricos con control de succión).
- Extensión del modelo elastoplástico para suelos no saturados y aplicación para reproducir el comportamiento de suelos expansivos.
- Comparación de las respuestas experimentales obtenidas en laboratorio por algunos autores con la aplicación del modelo citado.

### 1.3.- DESARROLLO DE LA TESIS

La tesis se ha dividido en 7 capítulos que se resumen a continuación:

El *primer capítulo* incluye la introducción y los objetivos a ser alcanzados por esta investigación.

El *capítulo 2* contiene el estado actual del conocimiento de los suelos no saturados expansivos, así como algunos mecanismos que afectan el fenómeno de hinchamiento.

En el *capítulo 3* se describen los métodos y técnicas de laboratorio, así como también los equipos utilizados. Además refiere los procedimientos seguidos para obtener las probetas de suelos. Se analizan los métodos de obtención de la curva característica de succión con grado de saturación.

En el *capítulo 4* se muestran los resultados obtenidos en el laboratorio incluyendo las respuestas del suelo en las trayectorias tensionales impuestas y los cambios de volumen con la presión y la succión aplicadas. Además, se describen los suelos empleados y se presentan algunos resultados de ensayos realizados.

El *capítulo 5* presenta la teoría del modelo y su extensión para reproducir el comportamiento de suelos expansivos.

En el *capítulo 6* se reproducen los resultados experimentales y de otros autores con trayectorias tensionales determinadas. Se describe también la aplicación del modelo para reproducir los ensayos.

Finalmente en el *capítulo 7* se presenta un resumen y las conclusiones obtenidas en esta tesis así como las líneas futuras de investigación.

## ***CAPITULO 2***

### **COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS EXPANSIVOS**

#### **2.1.- CONSIDERACIONES GENERALES**

La mecánica del suelo fue desarrollada inicialmente para los suelos saturados. Grandes aportaciones sobre el conocimiento del comportamiento de suelos saturados han sido abundantes en los países de clima templado. Sin embargo, gran parte de la superficie de la tierra está constituida por suelos no saturados que presentan importantes alteraciones de resistencia y de deformabilidad ante los procesos de cambios de humedad.

Actualmente se está investigando con más detalle los problemas relativos a los suelos no saturados, desarrollando una base teórica y aportando nuevos conocimientos sobre propiedades de resistencia y deformación de estos suelos.



Estos estudios pueden estar basados:

- \* *en la observación directa del comportamiento mediante instrumentación y ensayos de campo;*
- \* *en la realización de ensayos en laboratorio buscando reproducir los fenómenos reales;*
- \* *en la elaboración de formulaciones empíricas que relacionen los comportamientos observados con los parámetros previstos;*
- \* *en la construcción de modelos que permitan predecir el comportamiento del suelo en el campo o en el laboratorio.*

Para el estudio mecánico del comportamiento de los suelos no saturados se tendrán que tener en cuenta los siguientes campos de fuerzas: Fuerzas matriciales (fuerzas capilares y fuerzas de absorción), fuerzas osmóticas (variaciones de concentración de sustancias disueltas en la fase líquida), fuerzas neumáticas (debidas la presión en la fase gaseosa), fuerzas exteriores (debidas a sobrecargas) y fuerzas de masa (debidas a la gravedad).

## 2.2.- SUELOS NO SATURADOS

Varios investigadores han escrito estados del conocimiento sobre suelos no saturados y entre ellos están los trabajos de Dudley (1970), Aitchison (1973), Fredlund (1973, 1976, 1979, 1985), Justo y Saetersdal (1979), Marsal (1979), Jiménez Salas (1986), Escario et al (1986, 1988, 1989a, 1989b), Alonso et al (1987), Josa (1988), LLoret (1982), Karube et al (1989), Delage et al (1987) y Balmaceda (1991).

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado son los relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser positivas (colapso) o negativas (hinchamiento).

Aitchison (1973) comenta que las deformaciones producidas al variar las condiciones ambientales pueden ser consideradas como procesos de inestabilidad estructural.

El comportamiento de los suelos no saturados es función de la estructura del suelo, que varía considerablemente dependiendo de varios factores (procesos de formación), el grado de saturación y la distribución granulométrica de las partículas.

### 2.2.1.- Naturaleza y categoría de suelos no saturados

Gran parte de la superficie emergida de la tierra está constituida por suelos no saturados sujetos a variaciones de humedad estacionales provocadas por cambios en las condiciones ambientales de origen natural o variaciones bruscas de humedad debidas a cambios en las condiciones ambientales de origen artificial.

Los suelos no saturados pueden ser naturales o artificiales. Entre los suelos naturales están los suelos de origen sedimentario (eólicos, aluviales y coluviales) y los suelos de tipo residuales (lateríticos y saprolíticos).

Los suelos naturales del tipo sedimentario abundan en lugares de clima árido y semi-árido, en que las estaciones son muy marcadas con períodos de sequía prolongada. Estos lugares ocupan cerca del 30 % de la superficie de la tierra.

Los suelos naturales de formación residual están asociados a los agentes de meteorización y al tipo de la roca matriz. Según Vaughan (1985), los suelos tropicales lateríticos son originados por la intensa y profunda descomposición de la roca matriz y se encuentran frecuentemente no saturados por su alta permeabilidad y las condiciones climáticas.

Los suelos artificiales incluyen los materiales de construcción para terraplenes y estructuras de contención. Estos suelos difícilmente alcanzan un 95% de grado de saturación. La humedad de compactación tendrá una influencia decisiva en la estructura y propiedades de suelo.

Una de las formas de categorizar un suelo no saturado, según Wroth et al (1990), se basa en la continuidad de las fases continuas de fluidos. En la figura 2.1 se muestran cuatro categorías de suelo no saturado. Estas categorías están relacionadas con el grado de saturación y muestran importantes diferencias en el comportamiento mecánico.

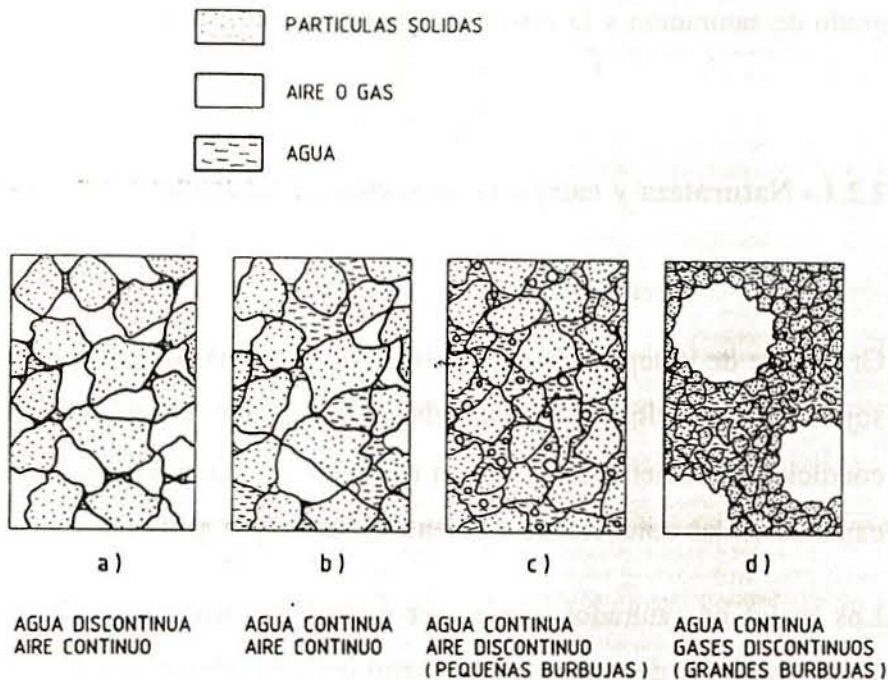


Figura 2.1 - Categorías de los Suelos no Saturados según Wroth et al (1990).

2.2.2.- Fases componentes de un suelo no saturado

El comportamiento de los suelos no saturados puede concebirse a través de la interacción de tres fases continuas que son:

- el esqueleto sólido (partículas)
- el aire
- el agua

Yoshimi y Osterberg (1963) resumen los componentes principales de un suelo en el diagrama de la figura 2.2.

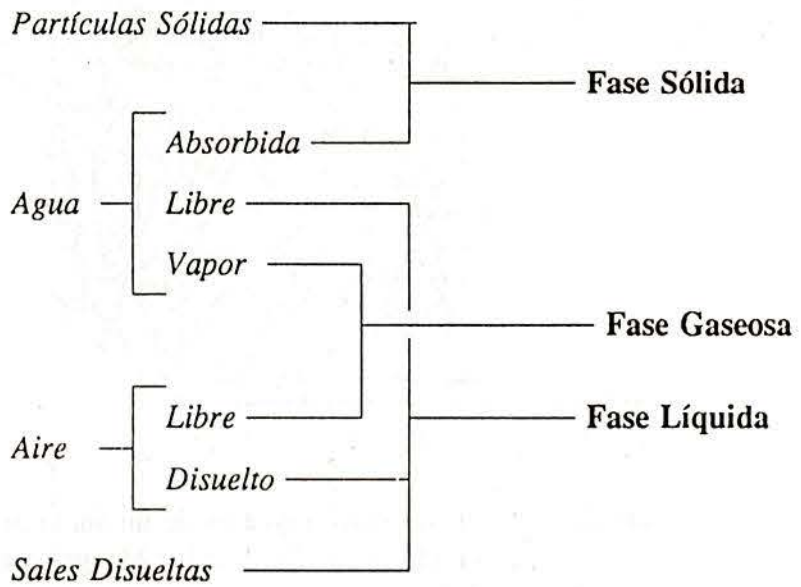


Figura 2.2 - Diagrama para describir las fases de un suelo no saturado (Yoshimi y Osterberg, 1963).

Fredlund y Morgenstern (1977) consideran que los suelos no saturados se pueden tratar como un sistema de cuatro fases, añadiendo a las citadas anteriormente la membrana contractil producida por la interfase entre la fase líquida y la fase sólida (figura 2.3).

En el análisis tensional, los autores consideran que dos de las fases se equilibran bajo las presiones aplicadas (las partículas sólidas y la membrana contráctil) y las otras dos fases influyen en el comportamiento en función de las presiones aplicadas (aire/agua).

Gili (1988) muestra un esquema en el que aparecen las fases citadas (figura 2.4).

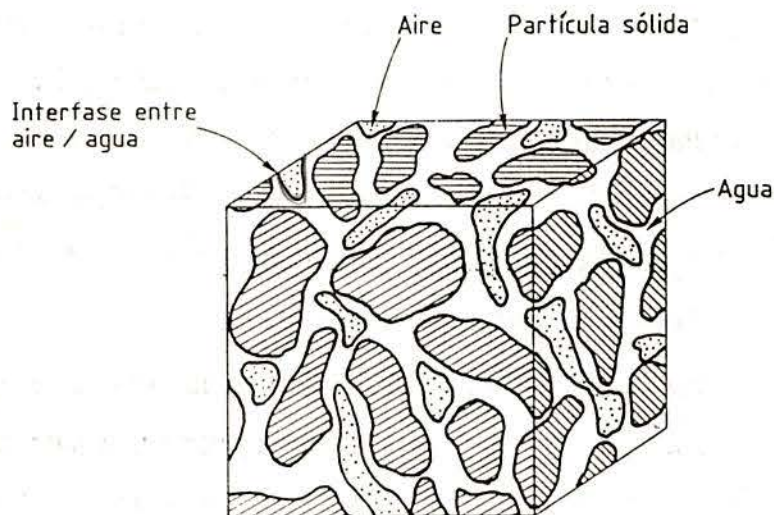


Figura 2.3 - Las fases constituyentes de un suelo no saturado según Fredlund y Morgenstern (1977).

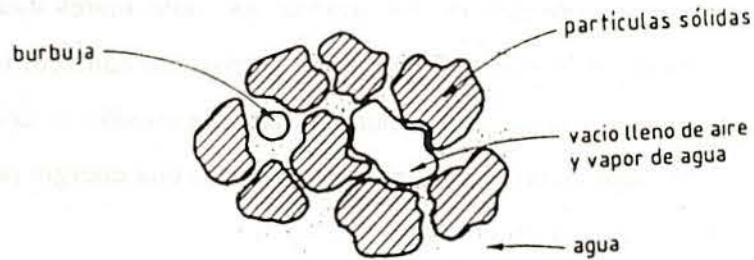


Figura 2.4 - Fases de un suelo no saturado (Gili, 1988).

La fase sólida está básicamente compuesta por partículas del suelo que están constituidas por minerales de distintos tamaños, forma, textura, composición mineralógica y configuración cristalográfica. La superficie específica de estas partículas desempeña una importante función en el tipo y predominio de fuerzas que actúan. Cualquier partícula del suelo tiene una carga eléctrica neta negativa. Esta carga está directamente relacionada con la superficie específica.

La fase líquida se compone del agua y de las sales disueltas en ella. El agua presente en el suelo puede estar en forma de agua adsorbida en la partícula, de agua capilar y de agua gravitacional. El agua adsorbida en la partícula no puede ser separada por acciones hidrodinámicas y puede ser parte de la capa doble difusa. Debido a su carácter dipolar, las moléculas de agua se presentan con orientación dominante y como las fuerzas atractivas ejercidas sobre ellas van disminuyendo con la distancia de las moléculas a la superficie, ese grado de orientación va siendo menor a medida que la zona en cuestión se encuentra más apartada. Para una distancia suficientemente elevada se está en presencia de agua libre.

El agua capilar permanece en el suelo por acción de las fuerzas capilares y puede moverse. Las fuerzas capilares son las que tienen origen en la tensión interfacial cuando están presente las fases sólidas, líquidas y gaseosas.

Cuando un líquido se encuentra en contacto con un sólido o gas, la atracción de las moléculas del interior del líquido sobre las de la superficie de contacto es la tensión interfacial o sea, es la componente de las atracciones moleculares ejercidas sobre él según la tangente a la superficie en ese punto. En el caso del contacto interfacial entre un líquido a una temperatura dada y su vapor saturante, la tensión se denomina tensión superficial. La tensión superficial se puede expresar como una energía por área unitaria o como una fuerza por unidad de longitud.

El agua gravitacional es aquella que puede perder el suelo en condiciones de drenaje libre por gravedad. El agua gravitacional y el agua capilar forman una sola unidad que se puede denominar agua libre desde el punto de vista hidrodinámico.

Las sales disueltas, que puede contener el agua, afectan al desarrollo de la capa doble difusa. La presencia de sales disueltas puede provocar notables variaciones de resistencia y de deformabilidad de un suelo (Skempton y Northey, 1952). En algunos casos, la existencia de sales que cristalizan debido a variaciones de temperatura o humedad pueden también provocar deformaciones volumétricas (Martín Viñas, 1973; Blaser et al, 1973). Estos cambios de volumen se desarrollan cuando existe una disminución de la temperatura o cuando tiene lugar la hidratación de sales anhidricas debido a variaciones de la humedad del suelo.

La fase líquida puede contener aire disuelto. El aire disuelto en el agua según la ley de Henry relaciona la presión parcial del aire (presión del vapor de agua) con la fracción molar del aire disuelto. Los tiempos de disolución del aire en el agua son suficientemente bajos y puede considerarse que el aire contenido en el agua está siempre disuelto (Hiff, 1956; Schurman, 1966 y Barends, 1980).

La fase gaseosa esta compuesta por el aire libre y por el agua en forma de vapor. El comportamiento de los gases es regido por las relaciones entre su volumen, la presión y la temperatura (Barrow, 1961). El aire puede ser considerado un gas perfecto y que cumple la ley de Boyle-Gay-Lussac dentro del rango de variaciones de temperatura y presiones usuales.

A medida que aumenta el grado de saturación va aumentando la presión del agua y presión del aire. Este aumento conduce a un crecimiento de cantidad de aire disuelto. Existe una presión de aire máxima para la cual la burbuja alcanza un tamaño crítico y a partir de la cual la burbuja colapsa y el aire se disuelve totalmente en el agua (Shuurman, 1966). Si se continua aumentando el grado de saturación del suelo, el agua corta las interconexiones entre los poros ocupados por el aire y este deja de estar en forma continua. La facilidad del aire para moverse bajo la acción del gradiente de presión disminuye bruscamente en estas condiciones.

Fredlund (1976) concluye que cuando el aire se queda en forma de burbujas aisladas, la succión es nula y no es posible aplicar la ecuación de Kelvin para estudiar el comportamiento del aire en el suelo. Afirma el mismo autor, que las burbujas de aire no están en contacto con el esqueleto sólido. Además la mezcla de aire y agua que ocupa los poros del suelo es compresible.

La posibilidad de que el aire quede adherido a las partículas y el agua sea repelida con una fuerza que disminuye con la distancia a la superficie de la partícula está relacionada con la composición de las partículas sólidas. Algunas burbujas de aire pueden estar adheridas a huecos entre partículas sólidas y no se desplazan con el agua que la circunda. La explicación de este fenómeno está relacionada con la composición de las partículas sólidas que permiten que las burbujas queden adheridas en ellas y el agua sea repelida con una fuerza que disminuye con la superficie de la partícula.



### 2.2.3.- Propiedades de los suelos no saturados

El comportamiento del suelo no saturado reviste una serie de particularidades que no pueden ser justificadas con las teorías utilizadas para suelos saturados. Como ejemplo, la teoría de las tensiones efectivas del suelo saturado no puede ser empleada para explicar el comportamiento de los suelos no saturados, en particular, en lo que se refiere a los cambios de volumen bajo cambios en las condiciones ambientales o de carga exterior.

#### 2.2.3.1.- Permeabilidad de los suelos no saturados

De una forma global, todos los factores que afectan la permeabilidad de un suelo saturado e influyen también en la permeabilidad de los suelos parcialmente saturados.

Los estudios de la permeabilidad o conductividad hidráulica en medios no saturados empezaron con las investigaciones de Buckingham (1907). Pero solo a partir de los trabajos de Richard (1931), Childs y Collis-George (1950), la permeabilidad fue analizada en función de contenido de humedad del suelo.

Los primeros estudios para la determinación de la permeabilidad del agua en suelos parcialmente saturados tenían como base relaciones empíricas entre el potencial capilar y la permeabilidad (Gardner, 1958 y 1960; Brooks y Corey, 1966; Richards y Chan, 1969, entre otros).

El coeficiente de permeabilidad de un suelo parcialmente saturado es fuertemente dependiente del grado de saturación (o de la succión matricial). Valores típicos de la variación de la permeabilidad con el grado de saturación o succión matricial fueron presentados por Topp y Miller (1966) recogidos por Alonso et al (1987).

En general, las relaciones de la permeabilidad con el grado de saturación son de difícil obtención debido al gran número de variables a controlar. Se han desarrollado algunas

investigaciones con objeto de determinar la permeabilidad utilizando la distribución de los poros del suelo, obtenida a través de la relación succión-humedad (Marshall, 1958; Kunza et al, 1968, Campbell, 1974; Elzeftawy y Cartwright, 1981 entre otros).

Jiménez Salas y Justo Alpañes (1975) analizando los resultados obtenidos por Barden y Sides (1970) observaron que los coeficientes de permeabilidad al aire son superiores a los del agua, lo cual se explica por el hecho de que el aire ocupa los poros de mayor tamaño.

Por otra parte, la permeabilidad al aire disminuye al aumentar la presión externa pudiendo ser prácticamente nula para grandes sobrecargas y en un determinado rango del grado de saturación (Matyas, 1967, Barden y Sides, 1970).

#### 2.2.3.2.- Deformabilidad de los suelos no saturados

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

Algunos suelos pueden presentar un comportamiento expansivo o colapsable, o hasta combinar los dos fenómenos en un mismo proceso de humedecimiento si las tensiones exteriores son suficientemente bajas o altas. Las deformaciones consideradas son globales del suelo, que incluyen tanto las componentes recuperables como irrecuperables.

Alonso et al (1987) analizan las deformaciones volumétricas de los suelos potencialmente colapsibles y expansivos.

El comportamiento tensión-deformación ha sido analizado a través de las variables tensionales  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$  en ensayos edométricos o a través  $(\sigma_1 - u_a)$ ,  $(\sigma_3 - u_a)$  y

$(u_a - u_w)$  en ensayos triaxiales, donde  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ ,  $u_a$  y  $u_w$  son tensiones principales mayor y menor, presión del aire y presión del agua respectivamente.

El aumento de la succión contribuye a un incremento de la rigidez y el grado de sobreconsolidación del suelo (Alonso et al, 1987). Por otro lado, este aumento de la succión puede producir deformaciones plásticas irreversibles, principalmente en suelos arcillosos (Yong et al, 1971; Richards et al, 1984; Josa et al, 1984).

En suelos expansivos, los procesos cíclicos de humedecimiento y secado provocan una expansión irreversible (plástica) en el primer humedecimiento y a partir de él, el comportamiento es prácticamente elástico (Chu y Mou, 1973; Pousada Presa, 1982).

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

Respecto a la variación del módulo de deformación, otros investigadores como Richards (1978) y Delage et al (1987) han observado tendencias de aumento lineal con la succión. Sin embargo, este incremento no puede ser indefinido, debiéndose reducir al acercarse al estado seco.

La magnitud del hinchamiento o colapso de los suelos dependerá de la trayectoria tensional y de humedad seguidas. Así la presión exterior, la historia de los hinchamientos o colapsos ya producidos, afectan a dicha magnitud.

### 2.2.3.2.1.- Influencia de la succión sobre la deformabilidad del suelo

Alonso et al (1987) analizaron el comportamiento deformacional del suelo no saturado con relación a cambios de succión. Según los autores, un aumento de la succión contribuye a un incremento de la rigidez y del grado de sobreconsolidación del suelo.

Esos aspectos han sido observados por Dudley (1970) en caso de suelos colapsables y Aitchison y Woodburn (1969) en caso de arcillas expansivas. Por otro lado, un aumento de la succión puede producir deformaciones permanentes (irrecuperables) en suelos arcillosos (figura 2.5), según Yong et al (1971).

Los ensayos con suelos de Caolín realizados por Josa (1988) revelan estas tendencias (figura 2.6). Resultados similares fueron también obtenidos por Richards (1984).

Escario y Sáez (1973) muestran resultados de fenómenos sucesivos de hinchamiento colapso de una arcilla compactada en procesos de reducción de la succión (figura 2.7).

Matyas y Radhakrishna (1968) presentan las superficies de estado en función de tres variables que son el índice de vacíos, la succión y la tensión exterior.

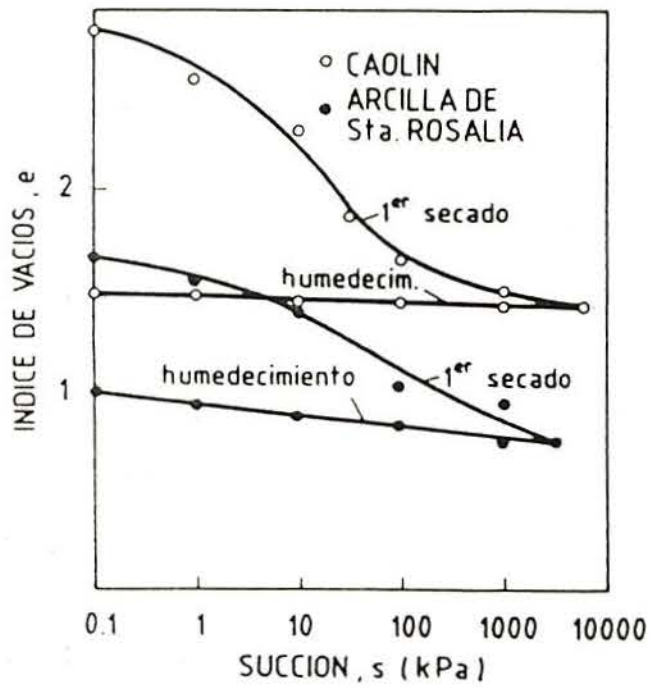


Figura 2.5 - Deformaciones irreversibles debidas a cambios de succión, Yong et al (1971).

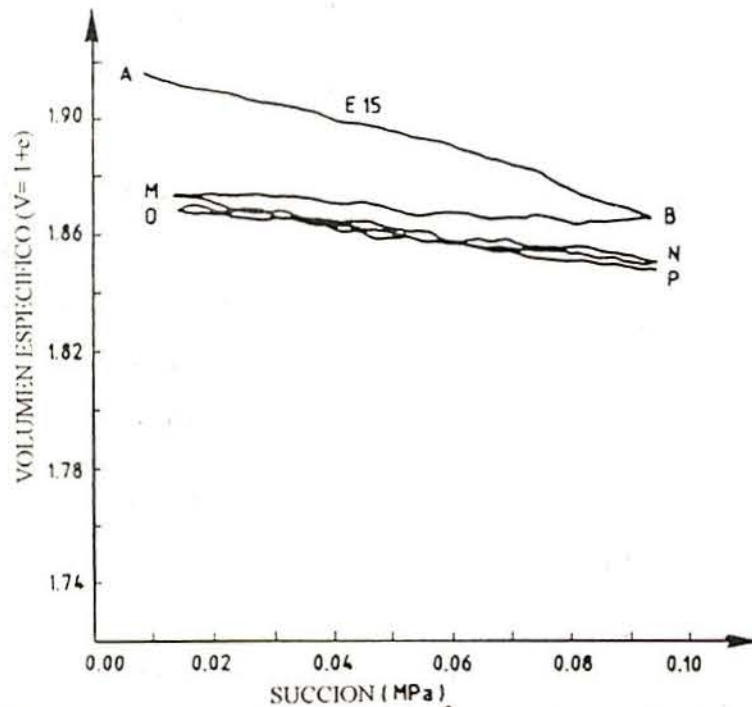


Figura 2.6 - Cambios de volumen específico con las variaciones de succión según Josa (1988).

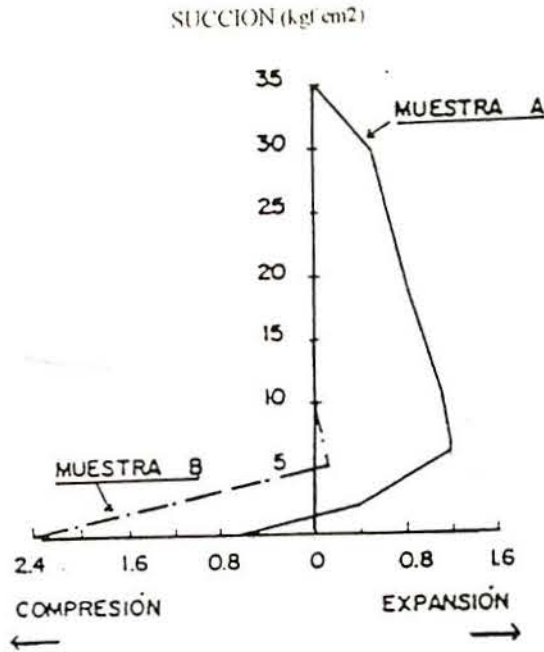


Figura 2.7 - Fenómenos de colapso e hinchamiento en procesos de reducción de la succión, según Escario y Sáez (1973).

### 2.2.3.3.- Resistencia de los suelos no saturados

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

La resistencia de corte del suelo saturado es la resistencia mínima del suelo saturado, o sea la condición más desfavorable del suelo con la saturación completa. Teniendo en cuenta los amplios grados de saturación a que el suelo puede estar sometido en la naturaleza, el conocimiento de la variación de la resistencia asociado a los cambios del contenido de agua (o grado de saturación) conducirá al conocimiento más completo de su comportamiento.

Los principales factores que afectan la resistencia al corte son la densidad seca (o el índice de poros), el contenido de humedad y el tipo de estructura (Leonards, 1955; Mitchell, 1955; Lambe, 1955; Seed y Chan, 1959; Bazet y Bell, 1963). En general, el aumento de la densidad seca, la disminución de la humedad o la tendencia a estructuras más floculadas aumentan la resistencia de un suelo dado.

El efecto de la succión en la resistencia se puede visualizar como un incremento de resistencia de los contactos entre partículas debido a las fuerzas internas introducidas por la succión. Este efecto se refleja a través de la variación de la cohesión aparente y también en el ángulo de rozamiento, aunque de forma menos importante en el segundo caso.

En una primera fase, la resistencia al corte crece al incrementarse la succión. Ello corresponde a un aumento de las tensiones efectivas. Este aumento de resistencia con la succión disminuye progresivamente al perder el suelo su saturación hasta alcanzar un valor máximo. A partir de este máximo puede producirse una disminución de la resistencia hasta llegar al estado seco del suelo donde desaparece el efecto de la succión.

Una de las primeras expresiones, ampliamente utilizada para relacionar la resistencia al corte con la succión se debe a Bishop, Alpan, Blight y Donald (1960). Esta se basa en el criterio de Mohr-Coulomb y en la expresión de tensiones efectivas de Bishop (1959).

$$\tau = [\sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)] \operatorname{tg}\phi' \quad \text{ec.(2.1)}$$

Fredlund et al (1978) proponen varias versiones para la determinación de la resistencia al corte y expresan la tensión de corte como una función de dos variables independientes, basándose en las parejas de tensiones propuestas por Fredlund y

Morgenstern (1977). Las versiones propuestas son:

$$\tau = C' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg}\phi' + (u_a - u_w) \operatorname{tg}\phi^b \quad \text{ec.(2.2)}$$

$$\tau = C' + (\sigma - u_w) \operatorname{tg}\phi' + (u_a - u_w) (\operatorname{tg}\phi^b - \operatorname{tg}\phi') \quad \text{ec.(2.3)}$$

$$\tau = C' + (\sigma - u_a) (\operatorname{tg}\phi' - \operatorname{tg}\phi^b) + (\sigma - u_w) \operatorname{tg}\phi^b \quad \text{EC.(2.4)}$$

Según Fredlund et al (1978) y Ho y Fredlund (1982), el ángulo " $\phi_b$ " es menor que " $\phi$ " indicando que un incremento en  $(\sigma - u_a)$  tiene una mayor contribución a la resistencia que el mismo incremento de  $(u_a - u_w)$ . La validez de la ecuación ha sido cuestionada por diversos autores tales como Wood (1979), Escario y Sáez (1986) y Delage (1987). Se ha observado que el criterio propuesto por Fredlund et al (1979) no es conceptualmente válido como criterio de rotura para el estudio de resistencia de los suelos parcialmente saturados. su validez está asociada a un estricto rango de succión. Fredlund et al (1987) admiten la no linealidad de la resistencia a la variación de la cohesión aparente con la succión. Escario (1988) ensayando una arcilla limosa obtiene valores crecientes con la succión de ambos parámetros. La variación de " $\phi$ " aparente y " $C$ " aparente es especialmente fuerte para un tramo de succión relativamente reducido.

Delage (1987) también describe la variación de resistencia en los mismos términos aunque en sus observaciones el ángulo de rozamiento disminuye con la succión.

Gulhati y Satija (1981) presentan una ecuación para la tensión de corte en el suelo no saturado idéntica a la ecuación 2.2. La ecuación es función de tres variables que actúan en forma independiente.

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} = a + (\sigma_3 - u_a)_f \operatorname{tg}\alpha + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg}\beta \quad \text{EC.(2.5)}$$

Donde:

$\alpha$  = ángulo de rozamiento asociado con la variable  $(\sigma_3 - u_a)$

$\beta$  = ángulo de rozamiento asociado con la succión



Fredlund et al. (1978), Gulhati y Satija (1981), Ho y Fredlund (1982) presentan resultados de ensayos triaxiales en donde estos autores justifican la aplicación de la ecuación 2.2.

Escario (1988) propone una nueva formulación para la definición de la resistencia de corte. El citado autor aplica una ley empírica que recoge adecuadamente los resultados experimentales, para el caso de suelos compactados. Se utiliza una expresión matemática de la elipse de grado 2.5, con la cual obtiene una curva que su tangente en el origen sea igual a  $tg\phi'$  y alcance un valor máximo para un valor finito de succión.

En general, la determinación de la resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados no está completamente resuelto. Los resultados experimentales obtenidos han permitido definir no linealidad de la envolvente de resistencia respecto a la succión.

Sin embargo, en lo que se refiere a los modelos de comportamiento, se ha observado las grandes dificultades existentes en las formulaciones teóricas (Bishop et al., 1960; Fredlund et al., 1978), aunque exista una tendencia en la actualidad a aplicar las teorías del estado crítico para la interpretación de las envolventes de resistencia (Alonso et al., 1987; Schreiner, 1988; Karube y Kato, 1989; Toll, 1990).

#### 2.2.4.- Propiedades mecánicas de los suelos compactados

En este apartado se incluyen algunos aspectos adicionales sobre las propiedades mecánicas de los suelos compactados tales como la permeabilidad, compresibilidad y resistencia. Se presentan datos sobre la variación de estas propiedades con la humedad y densidad y energía de compactación.

La permeabilidad al agua es una propiedad importante en suelos compactados cuando son sometidos a saturación. Los factores que afectan a la permeabilidad son el índice de vacíos, el grado de saturación y la estructura del suelo. En la figura 2.8 se muestra la evolución de la permeabilidad con la humedad de compactación de una muestra compactada y posteriormente saturada (Lambe, 1958). Se puede observar que el tipo de compactación afecta a la estructura del suelo. La compactación dinámica genera una estructura más dispersa que la compactación estática y presenta valores más bajos de permeabilidad. Reséndiz (1965) también presenta la influencia del grado de saturación sobre la permeabilidad de un suelo compactado para diferentes tipos de compactación (figura 2.9). Para un determinado suelo, la permeabilidad inicial al agua bajo condiciones saturadas depende mucho de la densidad seca alcanzada.

Según Lambe y Whitman (1968), la permeabilidad de las arcillas puede ser calculada utilizando la fórmula de Kozeny-Carman. Vaughan (1990) señala que la variación de la permeabilidad con la tensión efectiva implica que el problema es no lineal, de forma que los métodos clásicos de cálculo no son utilizables.

Matyas (1967) afirma que la permeabilidad al aire se reduce a medida que crece la presión aplicada al suelo para una arcilla compactada con humedad óptima. La permeabilidad al agua se reduce también al crecer la presión aplicada al suelo, aunque la reducción no es tan evidente.

Barden y Sides (1970) afirman también que la permeabilidad al aire de los suelos cohesivos compactados por la rama seca es elevada debido a su estructura floculada.

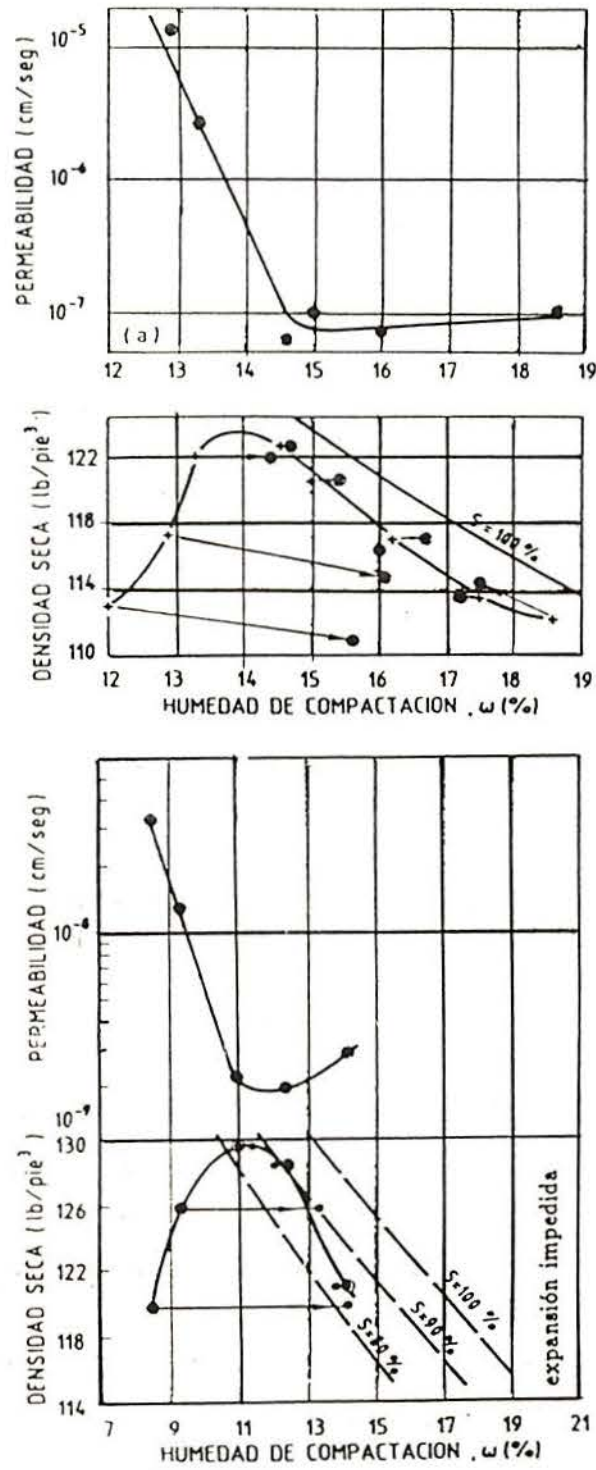


Figura 2.8 - Evolución de la permeabilidad con la humedad de compactación (Lambe, 1958).

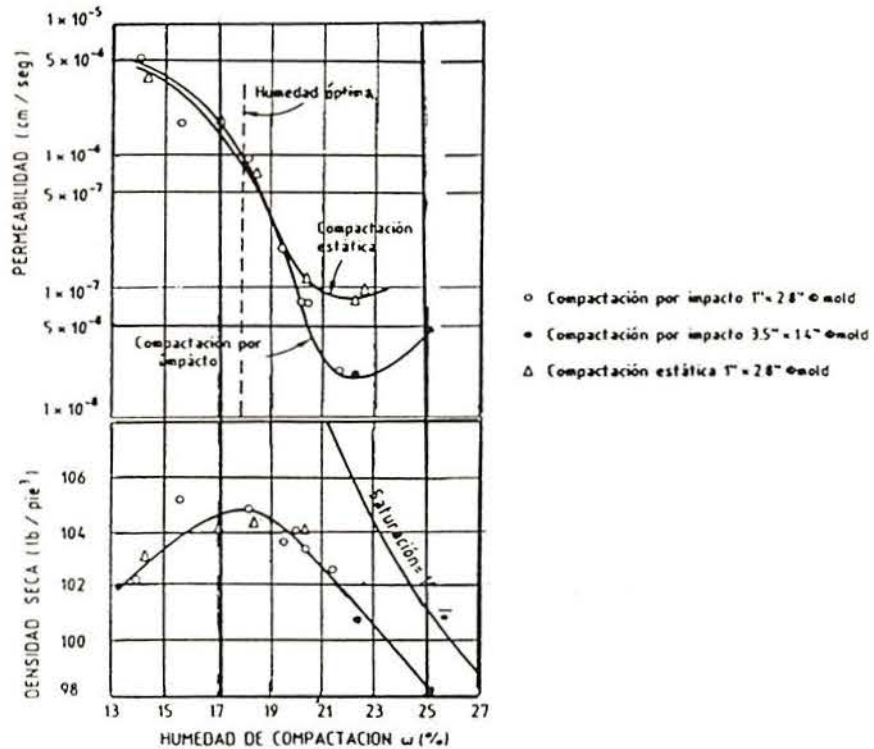


Figura 2.9 - Influencia de los tipos de compactación en la permeabilidad de una arcilla con limos (Resendiz, 1965).

En cuanto a la compresibilidad, Mieussens (1980) llegó a la conclusión de que para una densidad seca determinada, la compresibilidad depende de la humedad de compactación como indica en la figura 2.10. Afirma el mismo autor que las muestras compactadas por la rama seca son menos compresibles que aquellas que han sido compactadas por rama húmeda.

Propovic et al (1980) han llegado a las mismas conclusiones sobre la compresibilidad en arcillas compactadas con humedades cercanas a la óptima.

Lin y Lovell (1982) estudiaron el efecto de la variación de la humedad de compactación, del grado de saturación inicial y del nivel de la energía de compactación sobre la compresibilidad. Los mismos autores afirman que la compresibilidad del suelo para las

ramas secas y húmedas es muy diferente para diferentes presiones aplicadas. El suelo es más compresible en la rama húmeda para presiones bajas, y para presiones altas (mayores de 300 kPa), la mayor compresibilidad está en la rama seca (figuras 2.11a y 2.11b).

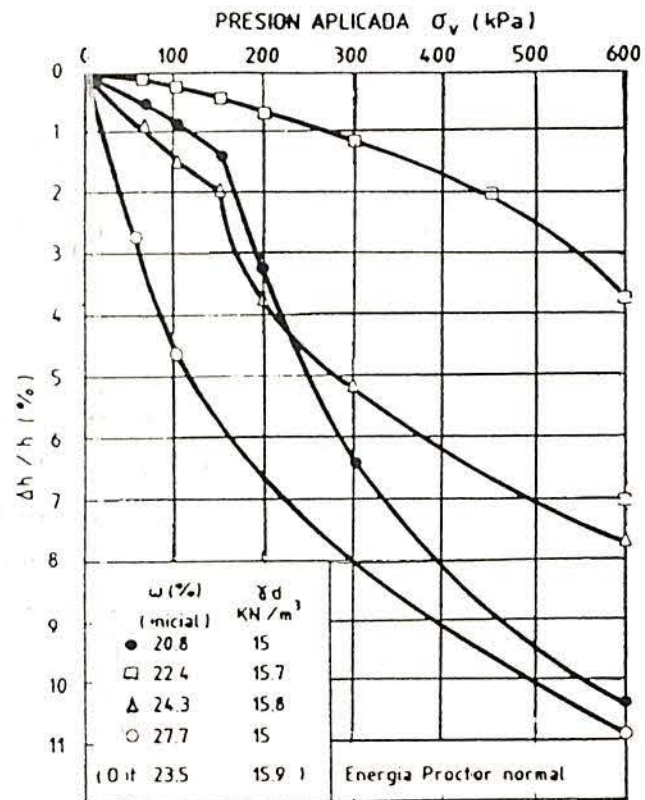
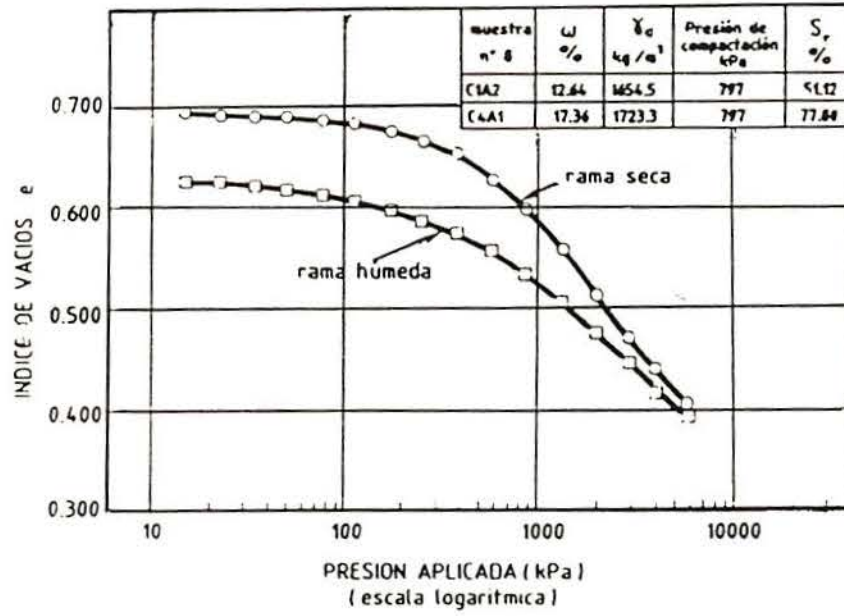
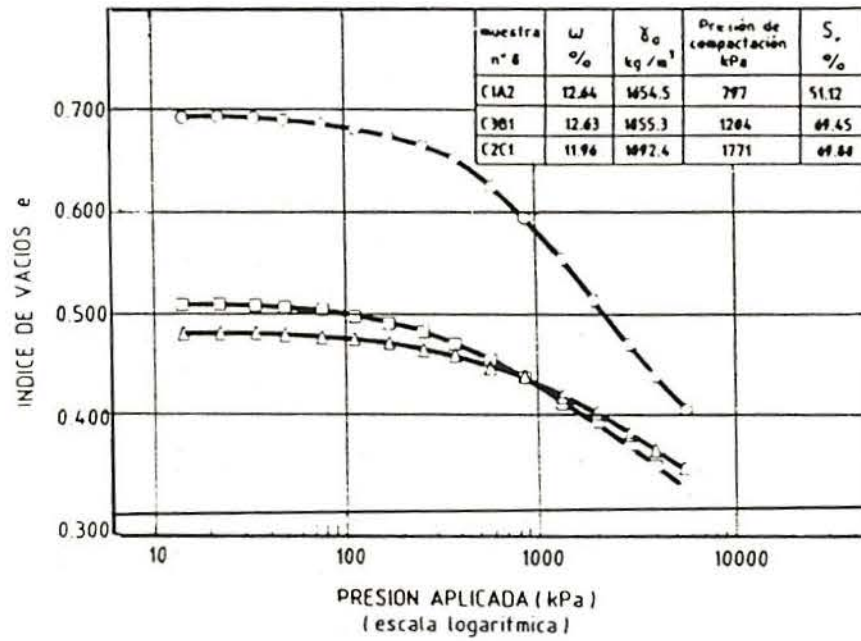


Figura 2.10 - Curvas de compresibilidad con la humedad para presiones diferentes (Mieussens, 1980).



(A)



(B)

Figura 2.11 - Efectos de la humedad y del nivel de energía de sobre la compresibilidad (Lin y Lovell,1992). a) Efecto de la humedad. b) Efecto del nivel de energía.

La resistencia al corte de los suelos compactados cohesivos depende esencialmente de la estructura, que a su vez es función de la humedad de compactación y del nivel y tipo de energía.

Seed y Chan (1959) han dedicado su atención a la relación que existe entre la resistencia al corte de los suelos compactados y el tipo de energía. Ellos ensayaron arcillas con limos compactadas estáticamente y por amasado con humedades mayores y menores que la óptima. Las conclusiones que se pueden observar son que la resistencia al corte movilizada resulta ser mayor para la muestra compactada de forma estática en la rama húmeda y que en la rama seca, independientemente del tipo de energía de compactación, la ley tensión-deformación es muy similar (figura 2.12).

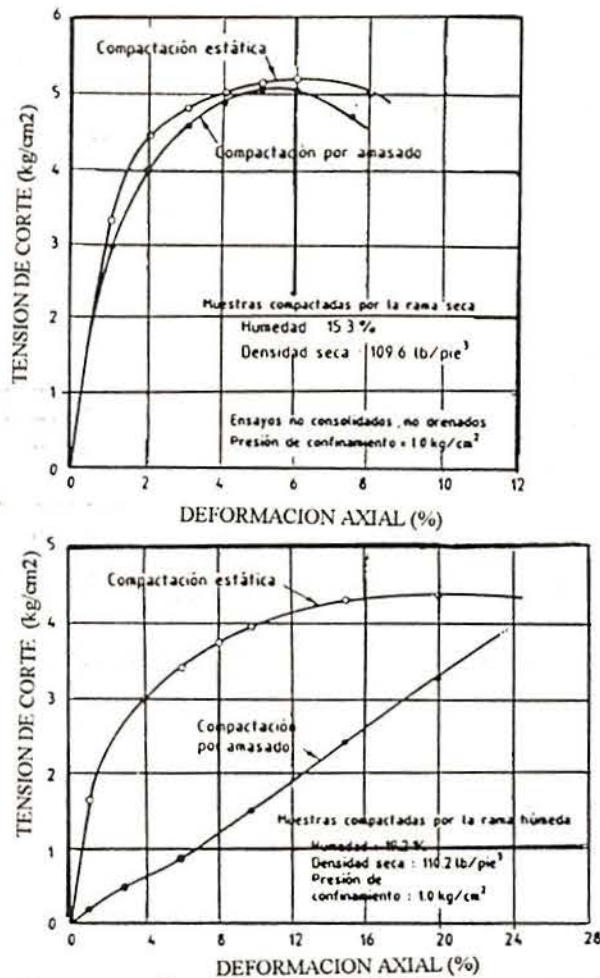


Figura 2.12 - Comparación de los métodos de compactación estática y amasado en la resistencia de corte de una arcilla limosa (Seed y Chan, 1959).

Reséndiz (1980), basándose en los resultados de Seed y Chan (1959), atribuye a la estructura del suelo compactado, un papel importante en la resistencia de los mismos. Por lo tanto, los métodos de compactación tienen influencia en el comportamiento mecánico del suelo (permeabilidad, compresibilidad y resistencia) que además dependen de la humedad de compactación, del tipo del suelo y del nivel de energía empleada.

Rico y del Castillo (1974) presentan un resumen de las propiedades de los suelos compactados comparando la rama seca con la rama húmeda (tabla 2.1).

PROPIEDAD	Comparación entre la rama seca y la rama húmeda
Estructura (disposición de las partículas)	De la rama seca: más aleatoria
Deficiencias de Humedad	De la rama seca: mayor deficiencia mayor higroscopicidad mayor expansión menor presión intersticial
Estabilidad	De la rama seca: mayor susceptibilidad de variación
Permeabilidad	De la rama seca: más permeable
Compresibilidad	De la rama seca: mayor compresibilidad con altas presiones De la rama húmeda: mayor compresibilidad con bajas presiones
Resistencia	De la rama seca: sin drenaje: mayor resistencia con drenaje: un poco mayor
Módulo esfuerzo-deformación	De la rama seca: mayor el módulo
Presión intersticial en la rotura	De la rama húmeda: mayor presión

Tabla 2.1 - Propiedades de los suelos compactados para distintas zonas de la curva de compactación (Rico y del Castillo, 1974).



#### 2.2.4.1- Métodos de compactación

Existen diferentes métodos de compactación del suelo en laboratorio. Los más frecuentes son: a) *Métodos de impacto*; b) *Métodos de presión*; c) *Métodos de amasado*; d) *Método vibratorio* y e) *Métodos mixtos*.

Varios autores han investigado la influencia de los métodos de compactación sobre los cambios de volumen que experimentan algunos suelos compactados.

Los métodos de presión se utilizan con frecuencia para reproducir en el laboratorio las características de los suelos granulares compactados.

Seed y Chan (1959) llegaron a la conclusión de que cuando se compacta un suelo por la rama seca, cualquiera que sea el método utilizado, las deformaciones de corte que se generan son más pequeñas cuanto más baja es la humedad de compactación empleada. Los mismos autores observaron el hinchamiento en una arcilla cuando se compacta con dos tipos de energía diferentes (estática y por amasado). En la figura 2.13 se indica el cambio de volumen empleando diferentes métodos de compactación. Nótese que en la rama seca los valores del hinchamiento son similares; sin embargo el hinchamiento producido en la rama húmeda es mayor para el método de compactación estática (Seed y Chan, 1959). Lo inverso se verifica para la contracción axial.

En los estudios de Lawton (1989) se observaron los cambios de volumen que se produce en una arena arcillosa compactada utilizándose diferentes métodos de compactación (figura 2.14).

Las deformaciones volumétricas observadas según los distintos procesos de compactación son similares y sin diferencias significativas para cualquier valor de presión vertical.

Parece, en función de lo expuesto, que cualquier método de compactación es adecuado cuando se analiza los cambios de volumen de los suelos compactados en la rama seca.

Posiblemente, en la rama húmeda la compactación estática conduce a estructuras más floculadas que experimentan hinchamientos mayores que la compactación por impacto o amasado.

Las deformaciones que se producen en el proceso de compactación tienen una influencia sobre la estructura que el suelo adopta. Según Rico y del Castillo (1974) los diferentes métodos de compactación generan diferentes tipo de estructura en los suelos. Afirman los referidos autores que:

- *El método por amasado genera fuertes acciones locales que desmenuzan los grumos de partículas, causando fuertes deformaciones que conducen a estructuras dispersas;*
- *El método por impacto causa efectos similares al método amasado y favorece el desarrollo de estructuras dispersas;*
- *El método de presión conduce a la estructura floculada o dispersa según la intensidad de la presión aplicada;*
- *El método de vibración genera estructuras poco dispersas.*

Todos los tipos de compactación consisten en apisonar un cierto volumen de suelo con una energía determinada, que se supone tiene efectos equivalentes al del equipo de compactación, y hallar la relación que relaciona la densidad conseguida con la humedad del material (Jiménez-Salas,1993). Según el citado autor, parte del hecho de que el aumento de humedad conduce a una mayor densidad, en la rama ascendente del lado seco de la curva de Proctor, debido a que el agua disminuye la resistencia de los terrones y glomérulos de los suelos arcillosos, facilitando su deformación y adaptación entre ellos, con lo que se rellenan los huecos que inicialmente los separan. Los glomérulos en esta zona conservan todavía una resistencia importante. Un suplemento de energía consigue deformarlos más, y las curvas de Proctor, correspondientes a energías diferentes están, en la rama seca, muy separadas. Sin embargo, cuando el suelo está muy húmedo es muy fácil deformar dichos agregados.

Alonso (1993) afirma también que la presencia en el suelo arcilloso de glomérulos o agregados condiciona mucho la densidad seca alcanzable para una energía de compactación y humedad, especialmente del lado seco. En efecto, los glomérulos de arcilla se mantienen rígidos a humedad baja debido a la alta succión que mantienen y se comportan como partículas indeformables. A humedades mayores disminuye la succión y estos glomérulos son deformables plásticamente en el curso de la compactación.

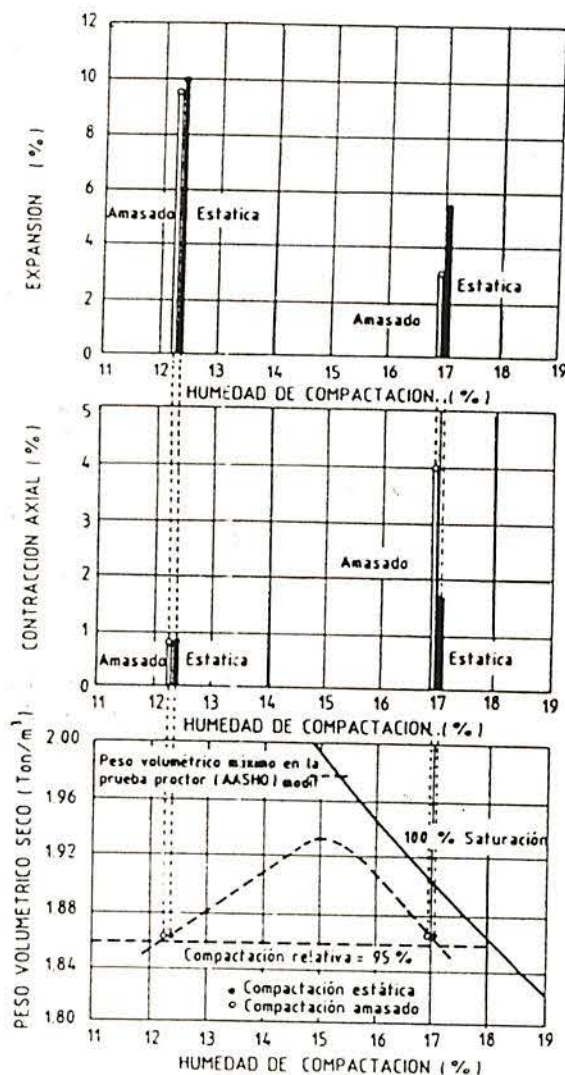


Figura 2.13 - Efectos de los diferentes métodos de compactación sobre el cambio de volumen (expansión y contracción axial) (Seed y Chan, 1959).

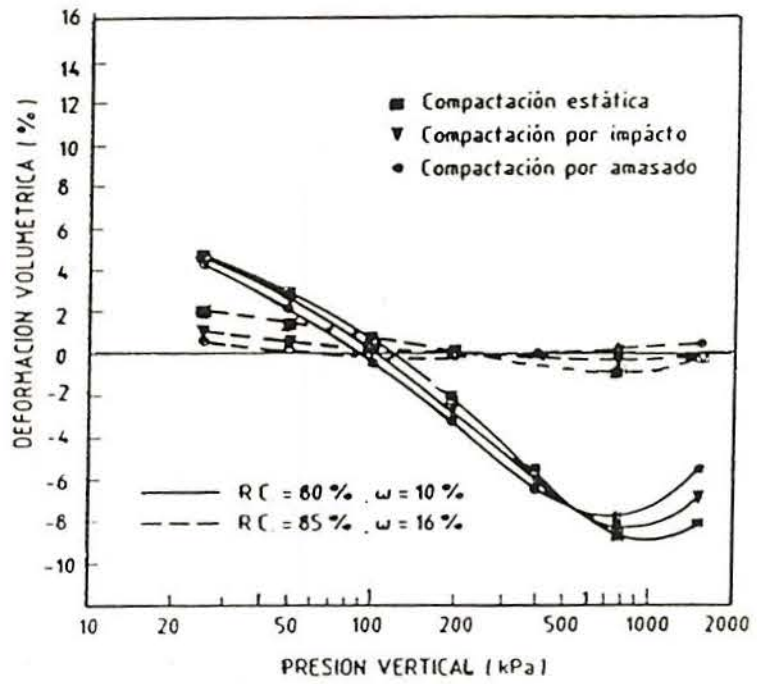


Figura 2.14 - Efectos de distintos métodos de compactación sobre el cambio de volumen (Lawton,1989).

### 2.2.5.- Estado de tensiones

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

Una interrelación de tensión versus deformación es una relación constitutiva que describe el comportamiento de un material. Las relaciones constitutivas son expresiones unívocas que relacionan los parámetros de estado (Fung, 1969).

Ejemplos de ecuaciones constitutivas que relacionan variables de estado son simples o parciales.

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

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

### 2.2.5.1.- Estado de tensiones para suelos saturados

Las tensiones efectivas se pueden definir como aquellas funciones de las tensiones totales y de las presiones intersticiales que controlan todas las relaciones tensión-deformación del suelo. Según el principio de Terzaghi (1935) las relaciones tensión-deformación del suelo dependen exclusivamente del exceso de las presiones totales sobre la presión intersticial.

Dos aspectos del principio de Terzaghi son de gran importancia:

- 1) *Que la presión de poro del agua actúe en el agua y en el sólido en cada dirección;*
- 2) *Que únicamente los cambios en la tensión efectiva explican los cambios en el estado del suelo*

Bishop y Eldin (1950), Hubbert y Ruby (1959) y otros han comprobado experimentalmente el principio de las tensiones efectivas en diversos casos y en algunas ocasiones se ha objetado su aplicación.

Skempton (1961) ha propuesto formas modificadas para la conocida ecuación de la tensión efectiva con base en ensayos de consolidación hasta altas presiones. Indica el referido autor, que la expresión que ajusta correctamente los cambios de volumen y la resistencia al corte es:

$$\sigma_v' = \sigma_v - K u_w \sigma_v \quad \text{Ec.(2.6)}$$

donde  $K$  depende de los parámetros del material y es diferente para cada predicción.

Bishop y Blight (1963) exponen que  $K$  es dependiente del tipo de suelo y también de la historia tensional.

Fredlund (1987) sugiere una ecuación de tensión efectiva para problemas de compresibilidad que incorpora propiedades del suelo a la descripción de estado de tensión. Por ello podría considerarse que la ecuación siguiente es una relación constitutiva:

$$\sigma' = \sigma - \left( 1 - \frac{c}{c_s} \right) u_w \quad \text{Ec.(2.7)}$$

donde:

$c$  = compresibilidad de la estructura del suelo

$c_s$  = compresibilidad de las partículas del suelo

El concepto de tensión efectiva es útil para explicar el comportamiento del suelo. Nur y Byerlee (1971) incorporan también propiedades tenso-deformacionales a las ecuaciones de tensión efectiva para uso en rocas porosas saturadas de fluido y lo que tiene limitaciones para su aplicación práctica.

Sin embargo, el principio de tensiones efectivas tal como lo estableció Terzaghi es válido y aplicable en la mayor parte de los casos y en suelos saturados su utilización es generalizada.

2.2.5.2.- Estado de tensiones para suelos no saturados

Muchas tentativas han sido hechas para extender conceptos de suelos saturados para los suelos parcialmente saturados. Las ecuaciones propuestas han tomado la forma de una ecuación de tensión efectiva unívoca.

La tabla 2.2 presenta un resumen de las expresiones más comunes que han sido propuestas (Fredlund, 1987). Las ecuaciones intentan definir 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.

EXPRESION	COMPONENTES	REFERENCIA
$\sigma' = \sigma - u_s + \alpha(u_s - u_w)$	$\chi$ = parámetro relacionado con grado de saturación $u$ = Presión de gas y fase de vapor	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	$\beta$ = "factor de unión" que es una medida de numero de uniones bajo la tensión efectiva	Croney, Coleman y Black (1958)
$\sigma' = \sigma a_w + u_s a_s + u_w a_w + R - A$	$a_s$ = fracción de la área total que está en contacto con aire-aire	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \Psi p''$	$\Psi$ = parámetro con valores de cero a uno $p''$ = presión poro-agua negativa	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	$\beta$ = factor estadístico de algunos tipo como área de contacto- pudiera ser medido en cada caso experimentalmente	Jennings (1961)
$\sigma' = \sigma - u_s + \chi_m(h_m + u_w) + \chi_s(h_s + u_w)$	$\chi_m$ = parámetro de tensión efectiva para succión matricial $h_m$ = succión Matricial $\chi_s$ = parámetro de tensión efectiva para succión soluto $h_s$ = succión soluto	Richards (1966)

Tabla 2.2 - Expresiones de tensiones efectivas para suelos no saturados presentadas por diversos autores (Fredlund, 1987).



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

- Según *Bishop y Donald* (1961) o *Bishop y Blight* (1963), la ecuación de Bishop (1959) parece consistente con los estados de rotura de suelos no saturados compactados aunque para comprobarlo utilizaron el mismo criterio y parámetros de rotura que los utilizados en suelos saturados;
- *Jennings y Burland* (1962) cuestionan la validez de la ecuación de Bishop (1959). De acuerdo con los autores, la ecuación define una cierta tensión intergranular, que por no controlar el comportamiento del suelo, no se puede denominar tensión efectiva. El parámetro  $\chi$  depende del tipo de ensayo y de la trayectoria de tensiones seguida. El problema crucial reside en la determinación del parámetro  $\chi$  que es altamente dependiente de la trayectoria de tensiones y consecuentemente de los ciclos de secados y humedecimiento. Si la trayectoria de tensiones es definida convenientemente, el uso del principio parece ser perfectamente aceptable. La ecuación de Bishop no es capaz de reproducir fenómenos de colapso (Blight, 1965). Un proceso de humedecimiento con la consecuente reducción de la presión de agua hace disminuir la tensión efectiva de Bishop (1959) prediciéndose un hinchamiento, cuando en realidad, dependiendo del tipo del suelo y de la tensión total puede producirse un colapso;
- *Aitchison* (1965) comenta que todos los factores que influyen en el comportamiento deformacional y de resistencia del suelo afectan a  $\chi$ , debiendo ser además este parámetro discontinuo para intentar predecir fenómenos de hinchamiento y colapso;
- *Bishop y Blight* (1963) y *Aitchison* (1967) indican que para describir los cambios de volumen de suelos es más propicio utilizar relaciones entre el índice de poros,  $(\sigma - \mu_a)$  y  $(u_a - u_w)$ ;

- *Coleman* (1962) ha sugerido el empleo de variables de tensión ( $\sigma_1 - u_a$ ), ( $\sigma_2 - u_a$ ) y ( $u_a - u_w$ ) para representar la presión axial, confinamiento y presión poro-agua respectivamente en ensayos triaxiales. Así mismo, *Coleman* establece que los coeficientes que ligan estas tensiones con la deformación depende del valor de historia de tensiones (succión incluida);
- *Bishop y Blight* (1963) reevaluaron el uso de la ecuación de la tensión efectiva y establecieron que un cambio en la succión matricial no siempre resulta el mismo cambio en tensión efectiva. Ellos sugieren que una relación entre índice de poros con ( $\sigma - u_a$ ) y ( $u_a - u_w$ ) como variables independientes es más apropiada para la descripción de los cambios de volumen del suelo, que el empleo de una única tensión efectiva;
- *Matyas y Radhakrishna* (1968), *Aitchison y Woodburn* (1969), *Barden et al.* (1969) y *Fredlund* (1979) utilizan las variables tensionales para análisis del cambio de volumen. Para el caso de carga triaxial emplean ( $\sigma - u_a$ ), ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) y ( $u_a - u_w$ ) y para el caso de carga edométrica ( $\sigma_1 - u_a$ ) y ( $u_a - u_w$ ).
- *Fredlund y Morgenstern* (1976, 1977) presentan un análisis tensional para el uso de parámetros de estado de tensiones independientes y plantean el equilibrio de las diferentes fases de un suelo no saturado (incluyendo la interfase aire-agua-membrana contráctil). Este análisis es solo una aproximación. Lo más interesante son sus ensayos de "null test" que permiten comprobar experimentalmente la hipótesis de tensiones efectivas independientes.

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

$$(\sigma_v - u_a) \sigma_v \text{ y } (u_a - u_w) \sigma_v \quad Ec.(2.8)$$

$$(\sigma_v - u_w) \sigma_v \text{ y } (\sigma_a - u_w) \sigma_v \quad Ec.(2.9)$$

$$(\sigma_v - u_w) \sigma_v \text{ y } (\sigma_v - u_a) \sigma_v \quad Ec.(2.10)$$

La primera opción es la más utilizada ya que permite separar los cambios de tensión total y los cambios de presión de agua. La presión del aire puede considerarse igual a la atmosférica cuando el suelo no está cercano a la saturación. Por otro lado permite una transición continua al caso saturado ya que la succión es nula y  $(\sigma - u_a)$  coincide con  $(\sigma - u_w)$ . En la tabla 2.3 se resume las posibles variaciones de estados de tensiones para un suelo no saturado según Fredlund (1993).

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

Tabla 2.3 - Posibles combinaciones de variables de estados de tensiones para un suelo no saturado según Fredlund (1993).

- *Bocking y Fredlund* (1980) indicaron que  $(u_a - u_w)\delta_{ij}$  es una expresión cuando el grado de saturación es bajo o sea, que los poros con aire estén conectados. Cuando el suelo llega a la saturación, la presión de agua ( $u_w$ ) es igual la presión de aire ( $u_a$ ) y el estado tensional del suelo pasa a ser  $\sigma_{ij} - u_w\delta_{ij}$  y la succión matricial ( $u_a - u_w$ ) tiende a cero.
- *Snyder* (1987) analiza los efectos de escala de las fuerzas de contactos interpartículas reducidas por las fuerzas de gravedad, de carga aplicada y de tensiones en la interfase poro fluido para caso de los suelos granulares no saturados. Las fuerzas de contactos interpartículas en condiciones isotrópicas puede ser aproximada como combinación lineal de un grupo escalar expresado de la siguiente forma:  $(\sigma - u_a)\lambda_1^2$ ,  $\rho g\lambda_1^3$  y  $\gamma\lambda_1$ , donde  $\sigma$  es la tensión media aplicada;  $u_a$  es la presión del aire;  $\gamma$  es la tensión superficial de la interface aire-agua;  $\rho$  es la densidad de la partícula;  $g$  es la constante gravitacional y  $\lambda_1$  es la longitud característica a nivel microscópico de la partícula y que está relacionado con la longitud característica a nivel macroscópico.

### 2.2.5.3.- Parámetros de estado

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

Brackley (1973) afirma que el comportamiento del suelo puede ser definido por la carga exterior, el índice de poros, la succión y la humedad.

Fredlund (1979) utiliza como parámetros de estado al índice de poros, la humedad y el estado de tensiones del suelo (se pueden escoger dos variables cualquiera entre el grado de saturación, la humedad o el índice de poros pues están relacionadas).

Fredlund (1987) utiliza la mecánica del continuo, dentro de un contexto termodinámico, para definir los parámetros de estado. De acuerdo con el mismo autor la selección de parámetros de estado puede estar condicionada con variables que puedan ser teóricamente justificadas, con variables que puedan ser experimentalmente determinables, con variables que sean operacionales en la práctica y también con variables que tengan características aceptables dentro de la definición de estado. El autor define "estado" como parámetro no material requerido para la caracterización de un sistema, "parámetros de estado de tensiones" como parámetros requeridos para la caracterización de condiciones de deformación de un estado inicial y "relaciones constitutivas" como ecuaciones que expresan las relaciones entre parámetros de estado.

#### 2.2.5.4.- Funciones y superficies de estado

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

Matyas y Radhakrishna (1968) denominan funciones de estado a aquellas funciones que relacionan las diferentes variables de estado entre si. Una relación entre la tensión efectiva y el índice de poros será una función de estado para el caso de suelos saturados y carga isótropa. Para el caso de suelo no saturado será necesario utilizar dos funciones de estado, una para índice de poros y otra para el grado de saturación o humedad conforme las ecuaciones siguientes:

\* para ensayos triaxiales:

$$e = f_1 (p', q, (u_a - u_w), e_o, Sr_o) \quad \text{ec.(2.11)}$$

$$Sr = f_2 (p', q, (u_a - u_w), e_o, Sr_o) \quad \text{Ec.(2.12)}$$

\* para ensayos edométricos:

$$e = f_1 (\sigma, u_a - u_w, e_o, Sr_o) \quad \text{Ec.(2.13)}$$

$$Sr = f_2 (\sigma, u_a - u_w, e_o, Sr_o) \quad \text{Ec.(2.14)}$$

donde:  $e_o$  y  $Sr_o$  representan el estado inicial del suelo;

$$p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 - u_a \quad ; \quad q' = \sigma_1 - \sigma_3$$

$\sigma_1; \sigma_3$  : son tensiones principales mayor y menor respectivamente.

Las funciones de estado  $f_1$  y  $f_2$  dependen de las trayectorias de succión y carga seguidas y por tanto no pueden ser consideradas como unívocas en el caso más general.

La figura 2.15 presenta las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación obtenidas para un suelo de baja plasticidad.

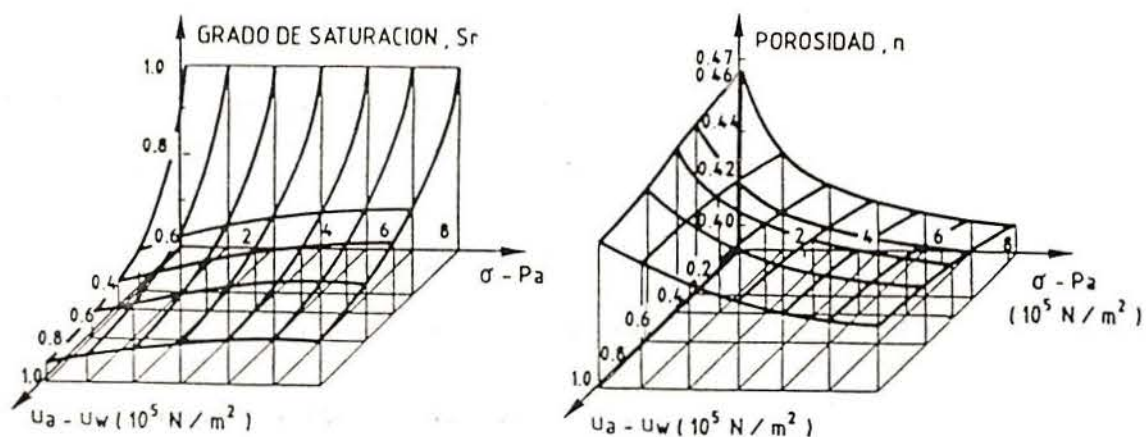


Figura 2.15 - Superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación (Matyas y Radhakrishna, 1968).

Las superficies de estado son las superficies que resultan de representaciones gráficas en un espacio tridimensional de las relaciones entre el índice de poros y grado de saturación con succión y la carga referida a la presión de aire. La utilización de estas representaciones gráficas permite visualizar de forma clara y coherente el comportamiento del suelo frente a cambios de succión y carga. Las superficies de estado proporcionan una relación útil entre las tensiones significativas, la deformación y la saturación en el caso isótropa o sin deformación lateral.

Los cambios de volumen medidos en ensayos edométricos o isotrópicos con succión controlada han sido representadas en espacios  $(e, \sigma, (u_a - u_w))$  por numerosos autores (Bishop y Blight, 1963; Burland, 1965; Fredlund, 1980, 1985).

Las superficies obtenidas no son únicas. Depende marcadamente de las trayectorias de tensiones aplicadas a la muestra. Sin embargo, bajo trayectorias de imbibición (disminución de la succión) a tensiones de confinamiento diferentes las superficies de estado son aparentemente únicas (Alonso et al., 1987).

Lloret y Alonso (1980, 1985) indicaran las expresiones para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación indicadas en la tabla 2.4.

Los mismos autores llegaron a las siguientes conclusiones:

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

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



NUMERO	EXPRESION
1	$\frac{e}{S_r} = a+b(\sigma-u_s)+c(u_s-u_w)$
2	$\frac{e}{S_r} = a+b\log(\sigma-u_s)+c(u_s-u_w)$
3	$\frac{e}{S_r} = a+b(\sigma-u_s)+c\log(u_s-u_w)$
4	$\frac{e}{S_r} = a+b\log(\sigma-u_s)+c\log(u_s-u_w)$
5	$\frac{e}{S_r} = a+b(\sigma-u_s)+c(u_s-u_w)+d(\sigma-u_s)(u_s-u_w)$
6	$\frac{e}{S_r} = a+b\log(\sigma-u_s)+c(u_s-u_w)+d\log(\sigma-u_s)(u_s-u_w)$
7	$\frac{e}{S_r} = a+b(\sigma-u_s)+c\log(u_s-u_w)+d(\sigma-u_s)\log(u_s-u_w)$
8	$\frac{e}{S_r} = a+b\log(\sigma-u_s)+c\log(u_s-u_w)+d\log(\sigma-u_s)\log(u_s-u_w)$
9	$S_r = a - \frac{1}{b} (b(u_s-u_w)(c+d(\sigma-u_s)))$
10	$S_r = a - (1 - \exp(-b(u_s-u_w)))(c+d(\sigma-u_s))$

Tabla 2.4 - Expresiones propuestas para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación (Lloret y Alonso,1985).

### 2.3.- CONSIDERACIONES SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

Aunque exista un gran número de trabajos publicados sobre el comportamiento de suelos expansivos, el campo de investigación sobre este tema aún se encuentra abierto en diversos aspectos fundamentales necesarios para una mejor comprensión y predicción de su comportamiento.

Cabe destacar los trabajos desarrollados en España por Jiménez Salas (1980) y Escario (1973). Las investigaciones sobre este tema en Brasil son aún más escasas con relación a los problemas y dificultades creados en obra.

#### 2.3.1.- Origen y ocurrencia

Los suelos expansivos pueden ser suelos residuales de rocas ígneas aunque procesos de transporte puedan modificar su situación inicial, ya sea antes o después de su degradación. En ambientes fluviales o en aguas subterráneas ricas en calcio tenderán a producirse arcillas con alta proporción de este elemento como ión de cambio. Sin embargo, en ambientes marinos será el sodio el predominante.

En algunos casos son rocas sedimentarias las que dan lugar a arcillas expansivas. En este caso se encuentra el origen de la gran parte de los suelos expansivos en Brasil (Vargas et al, 1989). Las rocas mesozóicas y cenozoicas contienen más montmorillonita que las rocas paleozóicas.

Según Schreiner (1987) la fuente de estos minerales expansivos está dentro de una amplia gama de rocas ígneas básicas incluyendo rocas volcánicas y lavas siendo las más frecuentes los basaltos.

Según Donaldson (1969) los suelos expansivos pueden clasificarse en dos grupos de acuerdo con su origen. El primero comprende las rocas ígneas básicas (basalto, gneiss, etc.). El otro comprende rocas sedimentarias que contienen montmorillonita como constituyente.

En los suelos potencialmente expansivos hay que relacionar su origen a la presencia de partículas arcillosas que puedan provocar esta expansión. Se consideran tres minerales arcillosos importantes: montmorillonita, illita y caolinita.

Los minerales arcillosos como la montmorillonita y la caolinita pueden ser producidos a partir de las mismas rocas dependiendo solamente de procesos químicos de alteración y condiciones de drenaje.

La montmorillonita puede ser formada sobre condiciones ambientales adecuadas de alteración de una amplia gama de rocas ígneas básicas incluyendo rocas volcánicas y lavas. En general, rocas ígneas básicas con presencia de feldespatos cálcicos y minerales de hierro y magnesio son propicias para la formación inicial de arcillas expansivas (Gillot, 1968).

De acuerdo con Millot (1970), la alteración de los minerales de basalto produce, en general, montmorillonita en climas tropicales y se compone de dos etapas. La primera etapa es la hidrólisis que durante la estación húmeda desagregará la roca en sílice, aluminio y magnesio. En zonas poco drenadas, estos minerales están inalterados. Durante la estación seca, con disminución de agua, se producirá un aumento de concentración de sales y minerales. Estos minerales se combinan para formar montmorillonita. Esta condición ocurre usualmente en áreas poco drenadas.

Habitualmente en zonas áridas con poco drenaje y con alta concentración de cationes y minerales puede producirse la formación de montmorillonita. Por esta razón la montmorillonita abunda en valles y zonas deprimidas. La caolinita, sin embargo, se produce con pH más bajo y en zonas más drenadas y con menores concentraciones y en lugares con mayores pendientes. La illita, por su parte, necesita para su formación de un Ph ligeramente alcalino. Kellan (1984) sugiere que procesos químicos sobre rocas graníticas pueden generar la montmorillonita en zonas semiáridas, donde la concentración de cationes puede aumentar durante el período seco.

Según Arnold (1984) existe una correlación entre las zonas donde se han descrito suelos expansivos y los climas áridos y semiáridos de la tierra.

Schreiner (1987) citado por Josa (1988) proporciona una relación de tipos, origen y ocurrencia de los suelos expansivos. Estos suelos expansivos han sido identificados y descritos en todos los continentes (tabla 2.5).

De acuerdo con Richards et al (1970), las rocas ígneas básicas de basalto son una fuente principal de minerales arcillosos expansivos en zonas de Queensland (Australia).

Snethen (1979) en los Estados Unidos concluye que las rocas ígneas no son fuentes directas de suelos expansivos, excepto en áreas volcánicas.

En los trabajos de Lyon Associates (1971), los suelos expansivos de India y de casi toda Africa provienen de basaltos.

Algunos suelos expansivos de Rumania son de suelos residuales y transportados de rocas ígneas (Popescu, 1979).

En general, en áreas con presencia de suelos basálticos y en zonas de poco drenaje se encuentran minerales arcillosos expansivos.

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)
	Kenya	Dumbleton (1963) Strongman (1963)
	Nigeria	Jackson (1981) Ola (1978) Ola (1983)
	Sudáfrica	Brink (1955) Brink (1983) Williams et al (1985)
	Sudán Tanzania Zimbabwe	Osman y Charlie (1984) Bucher y Sallie (1984) Van der Merwe y Ahronovitz (1973)
AUSTRALIA	General	Richards et al (1983)
	Queensland	Beckman et al (1951) Richards et al (1970) Waters y Kapitzke (1974)
	Sudaustralia Victoria	Mitchell (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)
	Rumania	Popescu (1979, 1980)
ORIENTE MEDIO	Arabia Saudita	Dhowian (1984)
	Israel	Ruwaih (1984)
	Jordania	Kassiff et al (1967) 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	Márquez (1965)

Tabla 2.5 - Relación de algunos países donde se han referenciado suelos expansivos. (Schreiner, 1987, citado por Josa, 1988).

### 2.3.2.- Hinchamiento y potencial de expansión

#### 2.3.2.1.- Generalidades

El hinchamiento en un suelo puede originarse a través de la reducción de la tensión esférica y del aumento de la humedad manteniendo constante el estado de tensiones.

Aitchison (1973), Justo y Saetersdal (1982), Gromko (1984), Pousada Presa (1984), Delgado (1986), Jucá (1990) han tratado sobre el aumento de la humedad en el hinchamiento.



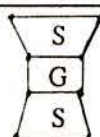

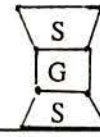
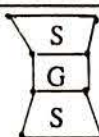
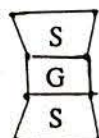
De acuerdo con Lambe y Whitman (1959) se considera que el potencial de hinchamiento de los minerales arcillosos expansivos depende de la estructura de los cristales, de la estructura del grupo de cristales y de la capacidad de intercambio catiónico (tabla 2.6).

Para la manifestación del fenómeno de la expansión se necesita, además de la presencia de un suelo potencialmente expansivo, unas condiciones ambientales que induzcan cambios apreciables de humedad.

El mecanismo físico químico del hinchamiento ha sido estudiado profundamente y en los Proceedings de las Conferencias Internacionales sobre Suelos Expansivos se puede encontrar abundante información.

Según Chen (1975) el hinchamiento de las arcillas está relacionada con el mineral arcilloso que las constituye, la capacidad de cambio de cationes, estructura del suelo, porcentaje de arcilla en el suelo, actividad e índices de Atterberg de la arcilla.

Brackley (1975) afirma que parte del hinchamiento puede explicarse como una disminución de la tensión intergranular debida a una disminución en la succión, lo que provoca un esponjamiento elástico de la estructura de suelo.

PROPIEDADES	MINERAL.		
	caolinita	Illita	Montmorillonita
Esquema de la estructura *	 	  	 
Espesor de las partículas	0.5μ-2μ	0.003μ-0.1μ	9.5v
Diámetro en micrones	0.5μ-4μ	0.5μ-10μ	0.5μ-10μ
Superficie específica	5-30	65-100	600-800
C.I.C**	3-15	10-40	80-150
Hinchamiento Máximo para una presión de 0.1t/p <sup>2</sup>	despreciable	350	1500
Hinchamiento Máximo para una presión de 0.2t/p <sup>2</sup>	despreciable	150	350

\* G= lámina de Gibbsita  
 S= lámina de Silicato  
 K= ión de potasio

\*\* C.I.C.= Capacidad de intercambio catiónico en miliequivalentes por 100 gr de arcilla

Tabla 2.6 - Propiedades de los minerales arcillosos expansivos (Lambe, 1959).

### 2.3.2.2.- Mecanismo de expansión

El hinchamiento que se produce en suelos parcialmente saturados, obedece a dos tipos de fenómenos (mecánico y físico-químico).

El fenómeno mecánico se debe a una disminución de la succión al aumentar la humedad reduciendo la intensidad de las fuerzas de contacto entre las partículas. Si la estructura es potencialmente inestable se producirá un colapso, pero si la estructura es suficientemente compacta se ocasionará una relajación de las tensiones intergranulares (hinchamiento).

Cuando la arcilla se coloca en un medio acuoso, las moléculas superficiales de la partícula se ionizan en presencia de cationes de hidrógeno. A su vez, los cationes de cambio pueden hidratarse y tienden a alejarse de la superficie del mineral, donde se encuentra una elevada concentración. Esa tendencia a difundirse en el agua para igualar la concentración es contrarrestada por el establecimiento de fuerzas atractivas, resultantes de las cargas negativas superficiales. Estas fuerzas disminuyen con el aumento de la distancia, la concentración de cationes tenderá a ser menor cuanto mayor sea la distancia a la superficie. Si el medio acuoso es eléctricamente neutro, la concentración catiónica próxima a la partícula tendrá que ser equilibrada por igual número de iones negativos distribuidos en el medio fluido. Las cargas negativas en la superficie de partícula arcillosa y las cargas positivas de los cationes de la fase adyacente gozando de un mayor o menor grado de movilidad, se considera que forman dos capas eléctricas denominado el conjunto como *capa doble*. Este razonamiento sirvió de base para la elaboración de la teoría de Gouy-Chapman (Gouy, 1910, 1917; Chapman, 1913) que recogió Pérez Rodríguez (1979) y con los posteriores refinamientos realizados por Stern y Bolt (Olphen, 1963). Esta teoría permite describir las variaciones de volumen de los minerales arcillosos expansivos. En la figura 2.16 indica la distribución de los iones adyacentes a la superficie de la arcilla de acuerdo con el modelo de la capa doble (Mitchell, 1976).

A efectos prácticos, se considera el espesor de la capa doble como la distancia desde la superficie de la partícula hasta un punto donde el potencial baja hasta un valor dado.



La variación del potencial de la capa doble con la distancia sigue una ley de tipo exponencial y su espesor varía en razón inversa de la raíz cuadrada de la concentración de los iones atraídos por la superficie e inversamente a la valencia de esos mismos iones.

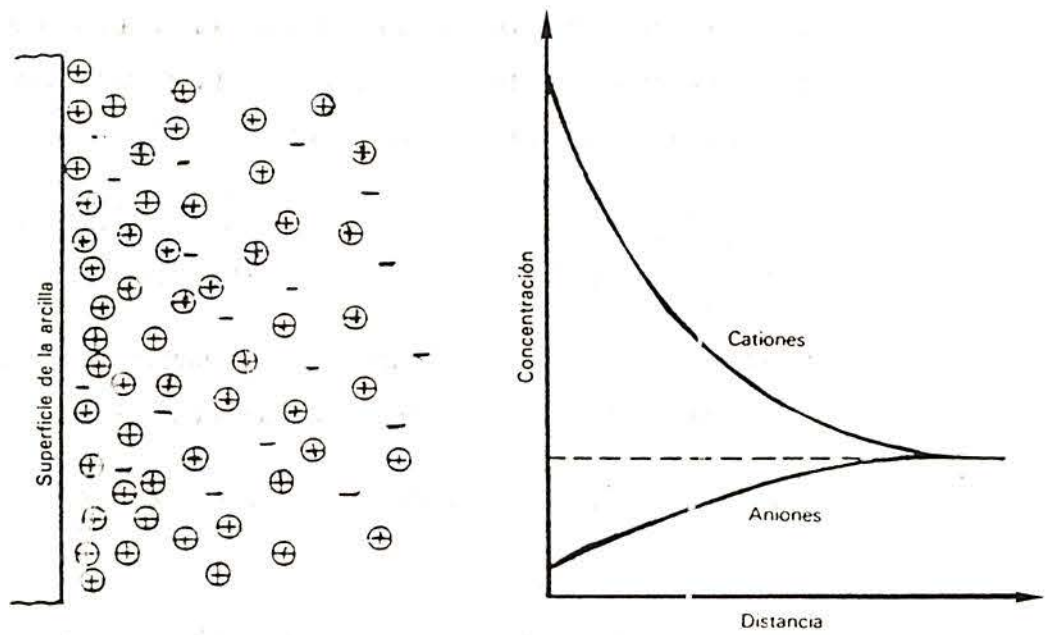


Figura 2.16 - Distribución de los iones adyacentes a la superficie de la arcilla, de acuerdo con el modelo de la capa doble (Mitchell, 1976)

Lambe (1958), Low (1961, 1968, 1973), Ingles (1962, 1968), Grim (1968) y Veniale (1972, 1982) afirman que el fenómeno físico químico del suelo expansivo es debido principalmente a una absorción de agua por la superficie exterior del mineral de la arcilla. Esta absorción de agua es producida por diversos mecanismo que actúan interrelacionados entre si.

Low (1961) describe cinco posibles mecanismo de interacción del suelo-agua que podrán influenciar el comportamiento del cambio de volumen. Estos mecanismos son los enlaces de hidrógeno, la hidratación de cationes, la atracción por ósmosis, la atracción dipolo y fuerzas de Van der Walls.

De acuerdo con Pousada Presa (1984) los principales factores que afectan a la expansión se pueden dividir en tres grupos:

- *El primer grupo* es el concerniente a las propiedades intrínsecas de las partículas y las condiciones de la masa del suelo (tipo de mineral arcilloso, contenido de arcilla, densidad seca y contenido de humedad);
- *El segundo grupo* es relativo a las propiedades del fluido de los poros (la composición electroquímica del agua y la interacción agua-arcilla);
- *El tercer grupo* representa las condiciones del medio ambiente como la temperatura, la historia geológica y la disponibilidad de agua.

Los tres mecanismos microestructurales principales que producen el hinchamiento según Delgado (1986) son:

- *La hidratación de las partículas de arcilla:* El carácter dipolar de la molécula de agua le confiere la propiedad de ser atraída por medio de su extremo positivo a la superficie negativa de los minerales arcillosos de forma que se anula la carga negativa de la partícula arcillosa, pero no la de los extremos negativos de las moléculas de agua, que a su vez, atraen extremos positivos de otras moléculas de agua formándose en su caso varias capas sucesivas. La fuerza de adsorción de agua por la partícula disminuye al alejarnos de la superficie de la partícula.

La capa de agua situada dentro de la zona de influencia de los fenómenos de superficie es lo que constituye la capa absorbida y la partícula se encuentra hidratada. Esta capa absorbida de molécula de agua a la partícula de arcilla provoca un aumento de volumen y consecuentemente su hinchamiento. El equilibrio eléctrico puede ser alcanzado por cationes, formándose así cadenas partícula-agua-cación-agua-partícula;

- *La hidratación de cationes:* Los cationes absorbidos en la capa doble difusa se rodean de moléculas de agua produciendo el consiguiente aumento de volumen. El fenómeno es similar a la hidratación de las partículas de arcilla, con la diferencia de que la hidratación es de los cationes. Las cargas negativas de la superficie de la partícula arcillosa son compensadas por cationes de fuertes cargas positivas de forma que anulen las cargas negativas de la partícula, pero no las cargas positivas del catión. El catión atrae moléculas de agua que con sus polos negativos compensan la carga sobrante del catión. Las moléculas de agua dejan libre su polo positivo que puede atraer a su vez más moléculas de agua, produciendo un aumento de volumen. La explicación de la influencia de estos mecanismos en la expansividad se basa en el incremento que el radio iónico de los cationes sufre a medida que se hidratan, lo que resulta un cambio de volumen de la masa del suelo;
- *Repulsión Osmótica:* Osmosis es el paso de líquido a través de una membrana semipermeable desde una solución de menor concentración a una de mayor concentración. Según Bolt (1956), el hinchamiento de las arcillas es causado por el exceso de presión osmótica en la capa absorbida de iones. Delgado (1986) admite que la repulsión osmótica es responsable de la mayor parte del hinchamiento y que su influencia es mayor para un contenido de humedad más alto. El mismo autor afirma que los tres mecanismos de hinchamiento están relacionados entre sí y es difícil diferenciar la contribución de cada uno al hinchamiento total. La influencia de cada uno depende del tipo de mineral de la arcilla, de la disponibilidad de agua, del tipo y cantidad de cationes de cambio disueltos en el agua y por el orden de intervención del agua y los cationes disueltos.

Sáez (1986) diferencia en dos etapas en el proceso de hinchamiento partiendo de un estado seco:

- *La primera etapa* consiste en la entrada de agua en los espacios interlaminares merced al potencial de hinchamiento de los cationes y al desequilibrio de carga de las partículas;
- *La segunda etapa* es la formación de la capa doble difusa y en ese caso el aumento de volumen se debe al incremento de las fuerzas de repulsión.

De acuerdo con Bruijn (1973), Johnson (1980), Didier et al (1984) y Alonso et al (1989), los suelos expansivos presentan dos mecanismos distintos de hinchamiento. El primer mecanismo está asociado con el flujo estacionario dentro de poros abiertos de la estructura del suelo. El segundo mecanismo está relacionado con el proceso de hidratación de minerales arcillosos activos. Ambos mecanismos podrán ocurrir simultáneamente.

La importancia de la interdependencia de los mecanismos de expansión es más evidente cuando se intenta aislar y verificar la influencia directa de los mecanismos individuales.

Snethen et al (1977) señalan que las propiedades tales como la atracción superficial de las partículas de arcilla, la hidratación de los cationes y la presión osmótica (importante en condiciones de humedad y concentración iónica elevada) constituyen los mecanismos fisicoquímicos fundamentales que a nivel microescalar determinan el potencial expansivo de las arcillas.

### 2.3.2.3.- Factores condicionantes del hinchamiento

Todos los factores condicionantes del hinchamiento de la arcilla vienen relacionados de alguna forma con la succión, hasta el punto de que la succión expresa el estado de humectación o desecación de un suelo mejor que cualquiera de ellos. Justo y Saetersdal (1981) admite que la succión es el parámetro principal que rige el comportamiento de suelos expansivos.

Un gran número de publicaciones se han desarrollado para analizar los factores que afectan en las características del comportamiento de los suelos expansivos (Holtz y Gibbs, 1956; Jiménez Salas y Serratos, 1957; Lambe, 1958; Holtz, 1959; Ladd, 1960; Seed et al, 1962; Escario, 1965 y 1969; Guillot, 1968; Kornornik y David, 1969; Kassiff y Baker, 1971; Zacharias y Ranganathan, 1972; Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973; Gromko, 1974; Chen, 1974; Brackley, 1975; Lytton, 1977; El Sohby y Rabba, 1981; Driscoll et al, 1984; Arnold, 1984). En estos estudios se intentaron aislar factores individuales y explicar el comportamiento del suelo con base a un sólo factor o a una combinación de ellos.

Los dos factores básicos que originan el hinchamiento son la existencia de un suelo expansivo y un cambio de humedad.

Una serie de condicionantes contribuyen a la magnitud del hinchamiento tales como:

- *Composición del suelo (mineralogía, tamaño de partículas, capacidad de cambio catiónico);*
- *Cationes de cambio disponibles;*
- *Estructura del suelo;*
- *Cementaciones y enlaces diagenéticos;*
- *Densidad y humedad;*
- *Estado tensional;*

- *Trayectoria de las tensiones;*
- *Succión;*
- *Cambios ambientales;*
- *Efectos de la compactación.*

#### 2.3.2.3.1.- Composición del suelo

La influencia de la composición del suelo en el potencial de expansión depende del tipo y contenido de minerales arcillosos, así como del tamaño y superficie específica y la capacidad de cambio catiónico. Estos factores fundamentales son interdependientes.

La estructura mineralógica de las partículas de arcilla es en general cristalina. Químicamente son silicatos cuyas redes están formadas por elementos tetraédricos y octaédricos. Los minerales de arcillas más frecuentes son: montmorillonita, illita y caolinita. La expansividad de un suelo se podrá asociar con la presencia de estas partículas arcillosas que puedan provocar el hinchamiento.

La figura 2.17 indica un modelo de partícula de arcilla y su expansión según Katti (1987) y la figura 2.18 presenta la estructura y principales características de estos minerales (Josa, 1988).

El mineral de arcilla illita puede producir hinchamientos apreciables; sin embargo, es menos expansiva que la montmorillonita de acuerdo con Arnold (1984) y Ruiz Carvajal (1985) citado por Delgado (1986). Por otro lado, este mineral es más expansivo que la caolinita y tiene una estructura y composición semejante a la montmorillonita, pero las deficiencias de carga son muy pequeñas de forma que no se permite la entrada de agua.

Un suelo tendrá más posibilidad de expandir, cuanto menor sea el tamaño de las partículas.

El tamaño de la partícula está relacionado con la superficie específica (Gromko, 1974). En la tabla 2.7 se indican los rangos de los tamaños de las partículas de minerales de arcilla.

Cuanto más expansivo es el mineral de arcilla más elevada es su capacidad de cambio catiónico. En la montmorillonita está comprendida entre 70 me/100gr y 80 me/100 gr, entre 10me/100 gr y 40 me/100 gr en la illita y entre 3 me/100 gr y 15 me/100 gr en la caolinita.

MINERAL	ESPELOR DE LA PARTICULA ( $\mu\text{m}$ )	SUPERFICIE ESPECIFICA ( $\text{m}^2/\text{g}$ )	EXPANSION MAXIMA (LIBRE) (%)
Montmorillonita	0.001	600-800	350 - 1.500
Illita	0.003 - 0.1	65 - 100	150 - 350
Caolinita	0.5 - 2.0	5 - 30	Despreciable

Tabla 2.7 - Influencia del tamaño del mineral de arcilla en la expansión.

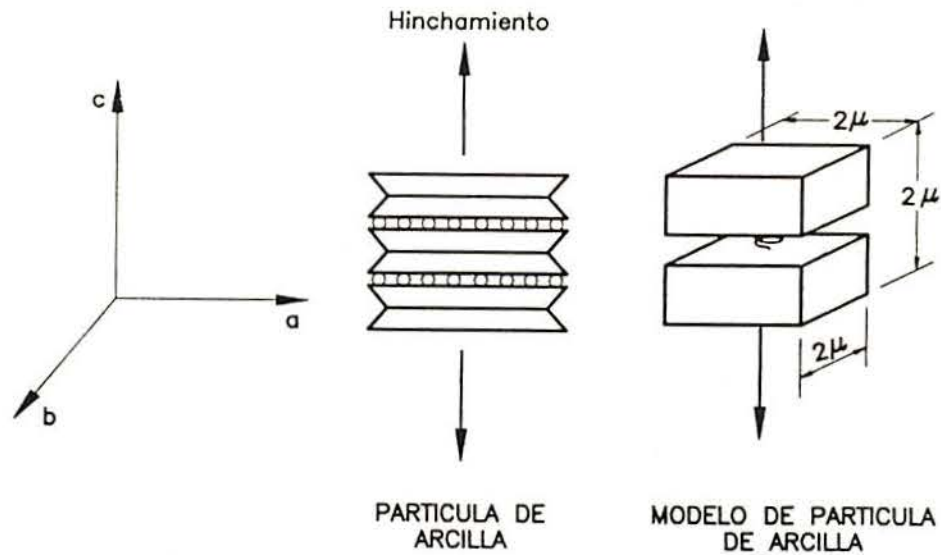


Figura 2.17 - Modelo de partícula de arcilla y su expansión según Katti (1987).

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 IÓN 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 (Δ <sup>2</sup> /ion)	133	57	83
CAPACIDAD DE CAMBIO POTENCIAL (me/100 gr)	100	150	3
CAPACIDAD DE CAMBIO REAL (me/100 gr)	100	25	3
FORMA DE LAS PARTÍCULAS	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 2.18 - Estructura y principales características de los tres minerales arcillosos (citado por Josa, 1988).



Lambe y Whitman (1959) encontraron que la capacidad de expansión varia con el tipo de mineral de arcilla, decreciendo en el siguiente orden: Montmorillonita, illita, atapulgita y caolinita. Ellos concluyen también que la expansión depende del ion de cambio presente.

En la figura 2.19, Hillel (1980) presenta los cambios de volumen de la montmorillonita durante el proceso de absorción de agua.

Por otro lado, existen otros minerales arcillosos con red cristalina expansiva, tales como la vermiculita, la biotita hidratada, la halloysita y las cloritas abiertas, capaces de absorber agua en las superficies internas de los cristales y provocar un comportamiento expansivo del suelo. Gillot (1968), Voinovitch et al (1971), Morgenstern (1979), Mitchell (1973) citan que la mayoría de los problemas de expansión de suelos arcillosos se presentan en los materiales que contienen minerales de montmorillonita o vermiculita. Grim (1962) presenta valores típicos del hinchamiento libre para los minerales corrientes de la arcilla, obtenidos de ensayos de expansión (tabla 2.8).

Seed et al (1962) muestran la relación entre el hinchamiento y el contenido de arcilla (0,002 mm) (figura 2.20).

El-Sohby y Rabba (1981) comentan que la fracción gruesa del suelo tiene una considerable influencia en el potencial de expansión, verificándose que cuanto menores son las partículas de la fracción gruesa mayores son el hinchamiento libre y la presión de hinchamiento.

Mineral de Arcilla	Hinchamiento Libre (%)
Montmorillonita Sódica	1400 a 2000
Montmorillonita Cálcica	45 a 145
Vermiculita	*
Clorita	*
Illita	60 a 120
Caolinita	6 a 60
Mineral de capa mixta	**

\* El hinchamiento libre es variable y depende de tamaño y cristalinidad.

\*\* El hinchamiento libre es variable y depende del contenido de minerales de arcilla expansivos presentes.

Tabla 2.8 - Valores típicos del hinchamiento libre de minerales de Arcilla.

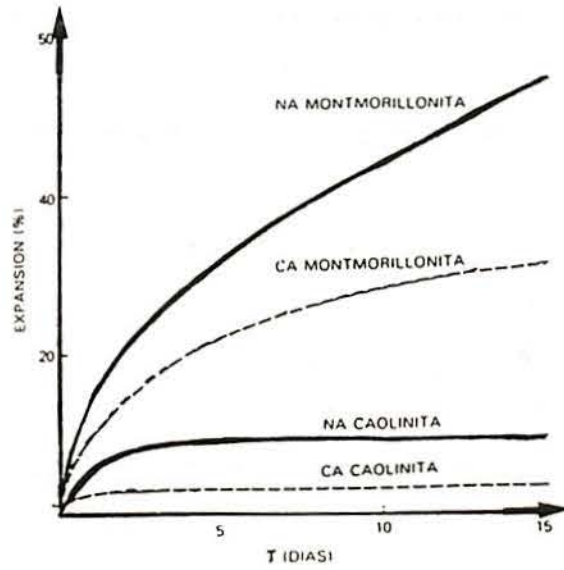


Figura 2.19 - Cambios de volumen de la montmorillonita y caolinita durante el proceso de absorción de agua (Hillel, 1980).

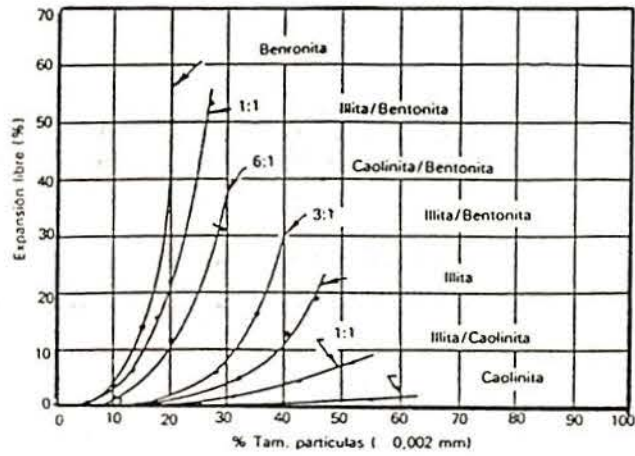


Figura 2.20 - Relación entre el hinchamiento y tipo de arcilla mineral (<0.002 mm) según Seed et al (1962).

## 2.3.2.3.2.- Cationes de cambio disponibles

Las propiedades expansivas de los minerales arcillosos aumentan con el incremento de la capacidad de cambio de cationes. Esa capacidad se define como una característica del mineral del suelo de absorber cationes. Esa propiedad de cambio de cationes sufre variaciones debidas al tamaño de partículas, temperatura, disponibilidad y concentración de iones en la solución, estructura del mineral y sustitución isoformas (Gupta et al, 1967).

Los cationes de cambio más frecuentes son  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Mg}^+$  y  $\text{K}^+$ . Cuanto mayor sea el radio catiónico mayor será la hidratación y por tanto mayor la expansión que se producirá (Grim, 1959; Olphen, 1963). En la tabla 2.9 se presentan los valores representativos de la capacidad de cambios de cationes de algunas arcillas típicas según Grim (1968).

Snethen et al (1975) refieren que la montmorillonita sódica (catión de cambio  $\text{Na}^+$ ) tiene una actividad mayor que la montmorillonita cálcica (catión de cambio  $\text{Ca}^{++}$ ) y por tanto experimentan mayores cambios de volumen.

MINERAL DE ARCILLA	CAPACIDAD DE CAMBIO DE CATIONES (meq/100 g)
Caolinita	3 - 15
Halloysita, 2 H <sub>2</sub> O	5 - 10
Montmorillonita	80 - 150
Illita	10 - 40
Vermiculita	100 - 150
Clorita	10 - 40
Sepiolita	20 - 30
Atapulgita	20 - 30

Tabla 2.9 - Capacidad de cambio de cationes de minerales de arcilla según Grim (1968).

### 2.3.2.3.3.- Cementaciones y enlaces diagenéticos

Las cementaciones y los enlaces diagenéticos reducen la tendencia a los cambios de volumen (Hinchamiento, retracción o colapso).

Los enlaces diagenéticos son uniones entre las partículas de arcilla con una recristalización en los puntos de contacto. Dependiendo del tipo y cantidad de materiales cementantes, el suelo puede presentar una mayor o menor unión.

Por cementación se entiende la acción adhesiva de minerales cementantes que cubren y unen partículas o grupos de partículas. Los materiales que exhiben un alto grado de cementación poseen propiedades expansivas menores que las de materiales débilmente cementados o no cementados (Pousada, 1984). La presencia de cemento produce los siguientes efectos:

- *El desarrollo de enlaces entre puntos de contacto, los cuales reducen los desplazamientos de partículas o grupo de partículas adyacente,*
- *El revestimiento de partículas individuales o grupo de partículas, que reduce la capacidad de absorber agua de los minerales de arcilla.*

Yong y Warkentin (1975) citan que los agentes cementantes como carbonatos de calcio (calcita), óxidos e hidróxidos de hierro (hematita) y varias formas de sílice ocurren con mucha frecuencia en los suelos. Los cementos silíceos están en las bentoníticas y otros materiales que tienen montmorillonita.

Kassiff et al (1965) comentan que los suelos remoldeados suelen presentar mayores cambios de volumen (hinchamiento o colapso) que en estado natural para las mismas condiciones de humedad y densidad. El proceso de remoldeo altera los grados de enlaces diagenéticos que existen entre las partículas de arcilla en el estado natural. Un amasado energético del suelo puede destruir estas uniones, con lo cual aumentará el hinchamiento del mismo. Woodward-Clyde y Associates (1968) y Obermeier (1973) mencionan que la diferencia entre los comportamientos de los suelos expansivos en los estados inalterado y remoldeado están relacionados con la presencia de uniones diagenéticas.

2.3.2.3.4.- Estructura del suelo

La estructura del suelo depende del predominio de las fuerzas atractivas o repulsivas durante su formación. Estas fuerzas dependen de múltiples factores tales como contenido y tipo de arcilla, catión de cambio, concentración de electrolitos, acidez, materia orgánica, etc. (Mitchell, 1956, 1976).

En suelos naturales, en general, se admiten las hipótesis de Lambe (1958), en el sentido de que las arcillas sedimentadas en agua de mar tienen estructuras más floculadas y las sedimentadas en agua dulce más dispersa (figura 2.21).

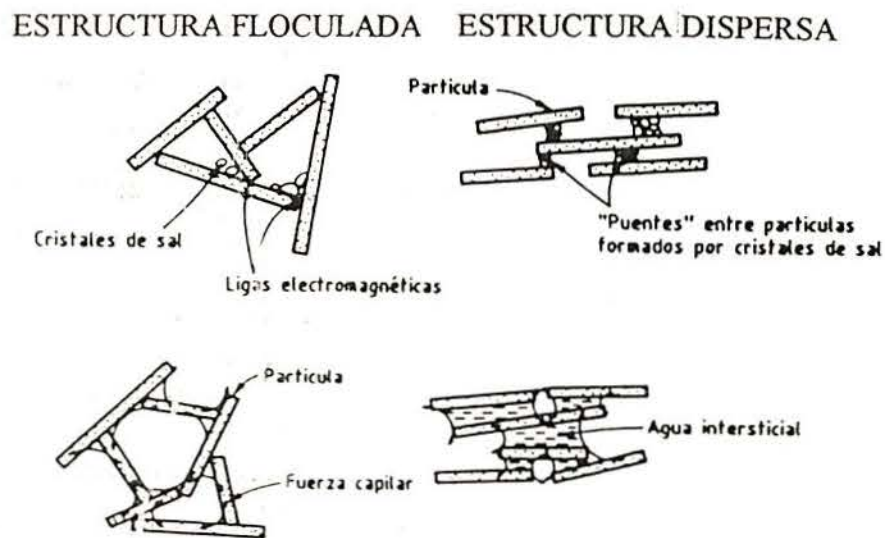


Figura 2.21 - Estructura dispersa y floculada según Lambe (1959).

La estructura de los suelos compactados es más floculada del lado seco de la humedad óptima de compactación y más dispersa del lado húmedo. Sin embargo, un suelo con estructura floculada presentará una mayor tendencia a la expansión que uno con estructura dispersa. Seed y Chan (1959, 1961) señalan que los suelos compactados suelen presentar mayores hinchamientos que los inalterados y que las estructuras floculadas presentan mayor tendencia de expandir que las dispersas. Asimismo exponen que la retracción en la estructura floculada es menor que en la dispersa (figura 2.22). Los referidos autores indican también que el volumen de expansión y la presión de hinchamiento es mayor para disposiciones aleatorias de partículas (estructura floculada).

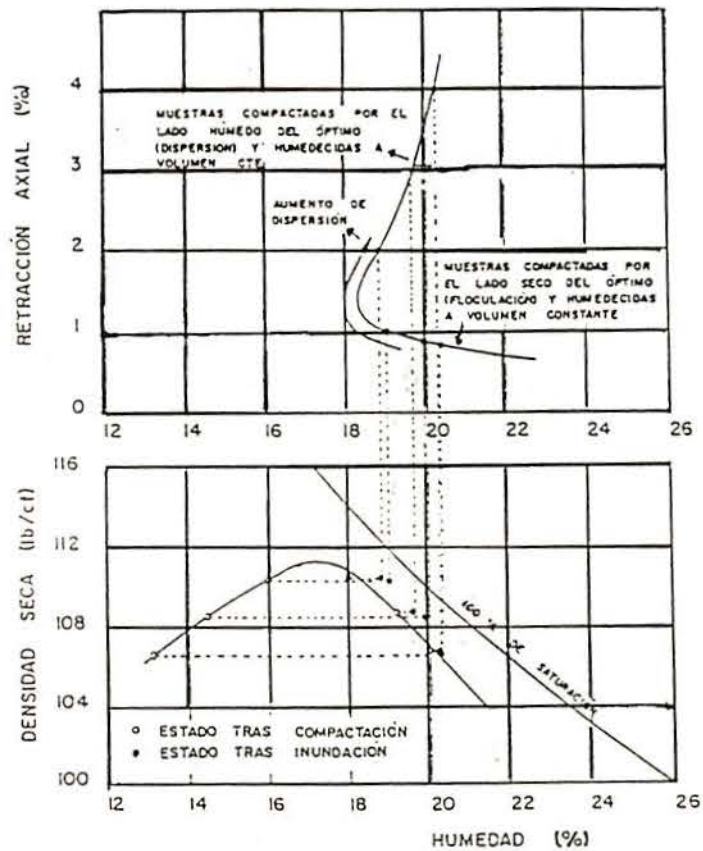


Figura 2.22 - Influencia de la estructura de suelos limosos en su retracción según Seed y Chan (1959).

Warkertín y Bozozuk (1961) comprueban que al remoldear una arcilla inalterada con estructura floculada resulta una estructura dispersa. Los cambios de disposición de las partículas causadas por remoldeo tienen influencia muy grande en la expansión, como se puede observar en la figura 2.23. Sin embargo, Gromko (1974) señala que el remoldeo del suelo puede reducir la rigidez y la resistencia al corte provocando un aumento del hinchamiento.

La estructura dispersa de suelo con las partículas orientadas preferentemente en una dirección pueden producir respuestas anisotrópicas de la deformación al humedecer o secar. Las deformaciones serán mayores en la dirección perpendicular a la correspondiente a las partículas (Komornik et al, 1979).

Según Schmertman (1969), las arcillas normalmente consolidadas o ligeramente consolidadas no suelen ser susceptibles a hinchamientos. Por otro lado, las arcillas fuertemente sobreconsolidadas suelen presentar hinchamientos mayores.

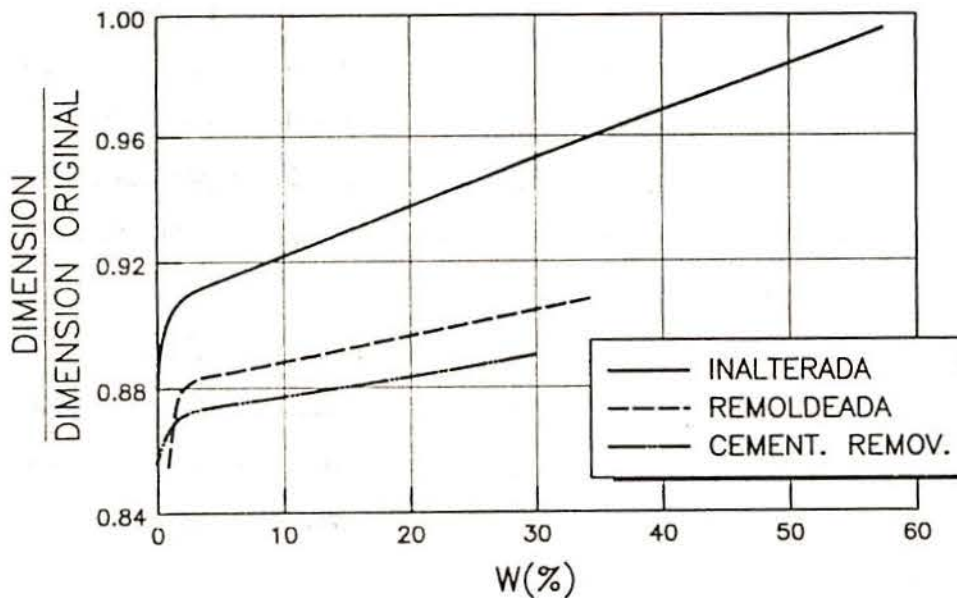


Figura 2.23 - Influencia del remoldeo y de la remoción de materiales cementantes en la expansión.

Los estudios de Smart (1971) y Barden (1972) indican que la interacción de partícula individual es extremadamente rara. La tendencia de las partículas de arcilla para formar agregados ha sido observado mediante la microscopio electrónico por Pusch (1966,1973) y Bowles (1968).

Collins y Mc Gown (1974), Mc Gown y Collins (1975) y Collins (1975) relatan los tipos de estructuras (figura 2.24) y las características básicas de los elementos que integran en la estructura del suelo, observados a través de microscopio electrónico.

Los tres elementos básicos son:

- 1º) *partícula compuesta de minerales arcillosos* (figura 2.24 (c));
- 2º) *agregado (glomérulos) de partículas y*
- 3º) *poros.*

En la figura 2.24 (a) se aprecia una estructura compuesta de partículas que forman una matriz, algunas partículas de arena y los poros a nivel macroestructural (poros entre las partículas). En la figura 2.24 (b) se observa una estructura formada de agregados de partículas, algunas partículas de arcilla y arena, poros a nivel microestructural (poros entre las partículas que forma el agregado de partículas) y poros a nivel macroestructural (poros entre los agregados de partículas). Cuando las partículas son compuestos de minerales arcillosos expansivos, el fenómeno de expansividad puede ocurrir en ambas estructuras indicadas.

Las características de los poros a nivel microestructural del suelo: tales como la forma, tamaño y orientación, han sido investigado por muchos autores y algunos han clasificado los huecos conforme ciertas propiedades. Las medidas de tamaño de poros y clasificación han sido tratado por Brewer (1964), Larionow (1965), Diamond (1970), Sridharan et al (1971) y Bochko (1973).



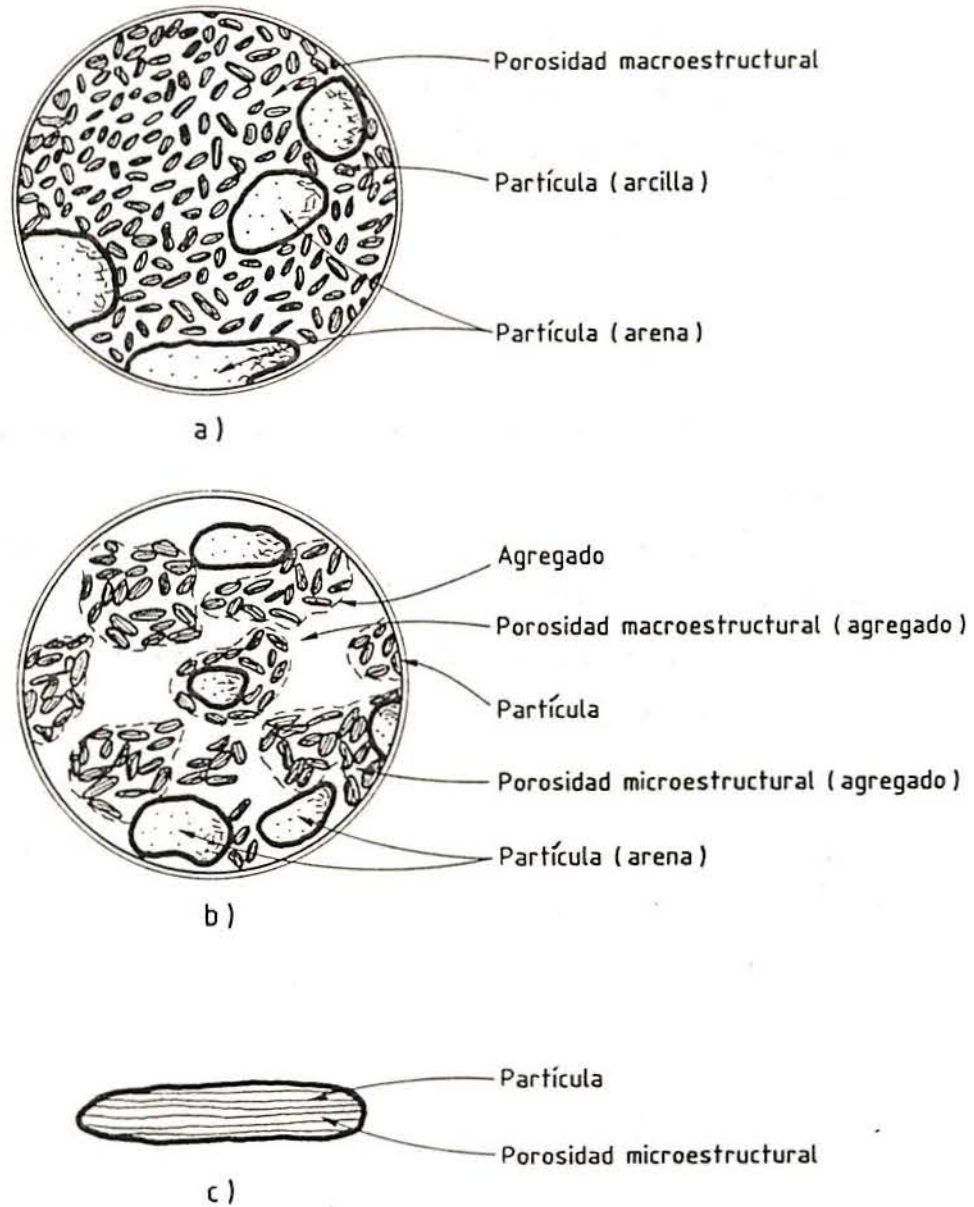


Figura 2.24 - Tipos de estructuras: a) partícula compuesta de minerales arcillosos b) estructura predominante de partículas c) estructura predominante de agregados de partículas.

Novais-Ferreira (1973) presenta que la microestructura de los suelos arcillosos compactados puede tomar diferentes aspectos como podemos citar:

- *Dispersión aleatoria (floculada) de las partículas individuales;*
- *Disposición aleatoria de grupos de partículas;*
- *Orientación paralela de partículas individuales;*
- *Orientación paralela de grupos de partículas.*

Pousada Presa (1984) considera que:

- *La expansión será mayor cuanto más corta sea la distancia cara-cara de las partículas;*
- *La anisotropía será necesariamente más fuerte cuanto más orientada sea la microestructura;*
- *La expansión ocurrirá principalmente (no exclusivamente) en la dirección normal a las caras de las partículas;*
- *La resistencia al corte será máxima en la dirección que puede interceptar un mayor número de partículas.*

El citado autor define que los propios minerales arcillosos pueden tener microestructuras dispersas o floculadas, que conllevan o no una orientación de las partículas al nivel de los dominios (figura 2.25).

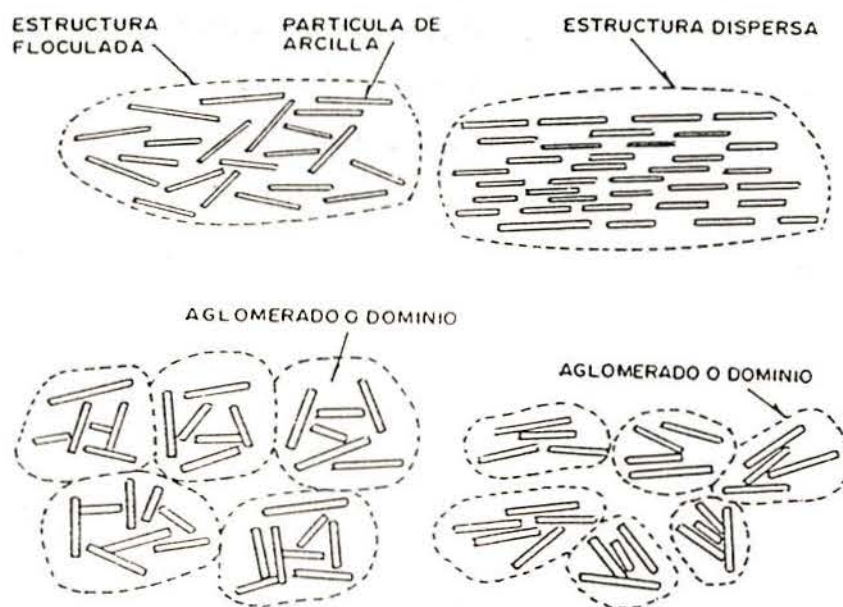


Figura 2.25 - Microestructura de las arcillas según Pousada (1984).

### 2.3.2.3.5.- Densidad seca y humedad

Según diversos autores tales como Jiménez Salas (1959), Lambe (1958), Seed y Chan (1959), Yevnin y Zaslavsky (1970), Vijayvergiya y Ghazzaly (1973), Cox (1978) y otros justifican que la expansión aumenta con el aumento de la densidad seca inicial y con la disminución de la humedad inicial tanto en arcillas inalteradas como remoldeadas.

En las figuras 2.26, 2.27 y 2.28 puede ser apreciada la influencia que tienen el contenido de humedad y la densidad seca en el hinchamiento de las arcillas expansivas. Se puede observar que el hinchamiento crece mucho al disminuir el contenido de humedad inicial, excepto para las densidades muy bajas.

Sin embargo, las arcillas expansivas compactadas a humedades altas y densidades bajas hinchán muy poco, mientras que si se compactan a humedades bajas y densidades altas experimentan grandes cambios de volumen, cuando se inunda. Ladd (1960) indica que este tipo de comportamiento puede explicarse en el hecho de que el espesor de capa doble de agua en las arcillas compactadas es casi siempre menor que aquel que las partículas probablemente tendrían si tuviesen libre acceso del agua. Lambe (1958) ha definido esa diferencia entre los contenidos de agua como deficiencia de la capa doble.

Yevnin y Zaslavsky (1970) concluyen que:

- La densidad seca final, obtenida después de la saturación, incrementa linealmente con el contenido de humedad;
- La influencia del contenido de humedad inicial sobre la densidad seca final crece con el incremento de la densidad seca inicial;
- El efecto del contenido de humedad sobre la densidad seca final decrece con el incremento de la sobrecarga.

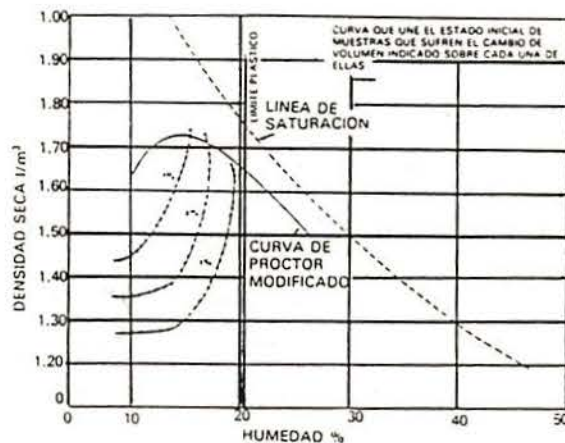


Figura 2.26 - Influencia de la humedad y densidad inicial en el hinchamiento bajo una carga  $0,7\text{t/m}^2$  (Jiménez Salas, 1955).

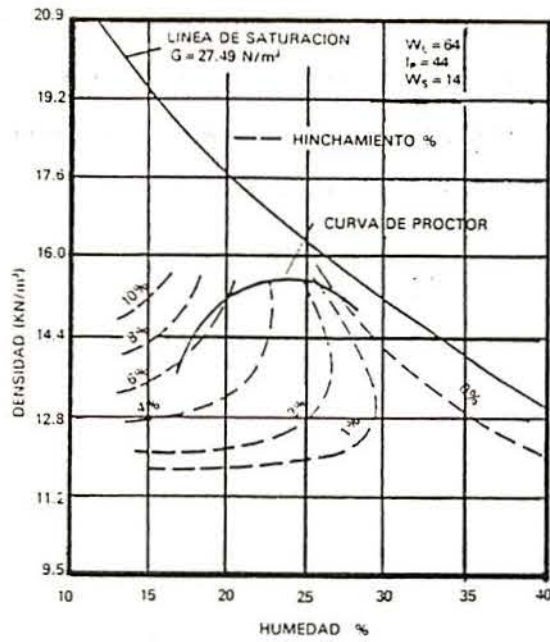


Figura 2.27 - Efectos de la densidad y humedad inicial en el hinchamiento bajo una sobrecarga de  $0,7\text{t/m}^2$  (Holtz, 1959).

AUTOPISTA VASCO-ARAGONESA TRAMO LOGROÑO-CALAHORRA

SOBRECARGA  $0,2 \text{ kg/cm}^2$  L.L. = 37,1 L.P. = 19,2 L.P. = 17,9 PASA  $\# 200 = 98\%$

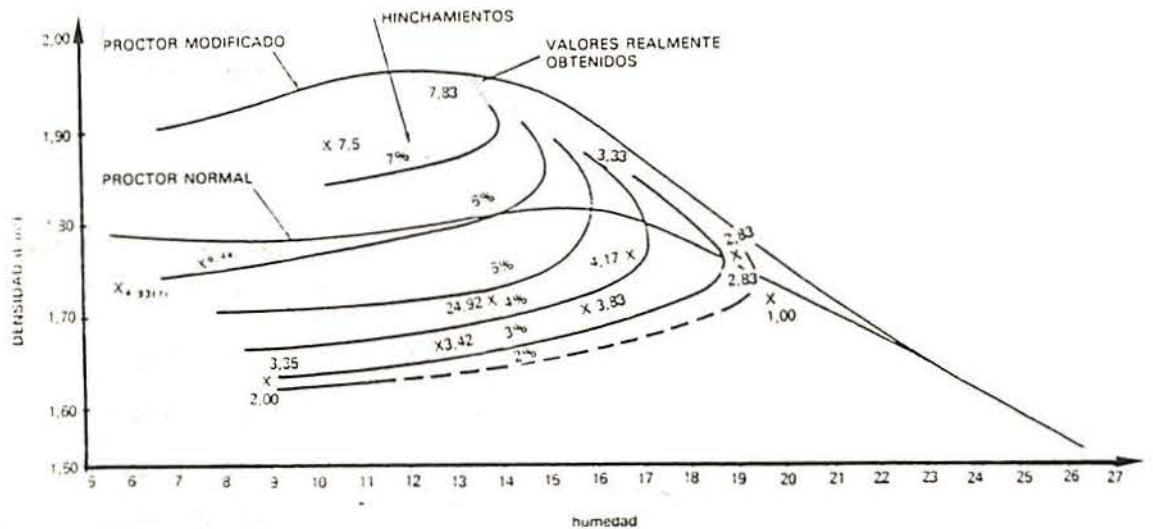


Figura 2.28 - Influencia de la densidad y humedad inicial en el entumecimiento de una arcilla expansiva (Escario, 1976).

En la figura 2.29 se presenta la relación entre el contenido inicial de agua y la presión de expansión. Los resultados indican que la influencia de la variación del contenido inicial de agua sobre la presión de expansión se hace más acentuada a partir del límite de retracción (El-Sohby y Rabba, 1981).

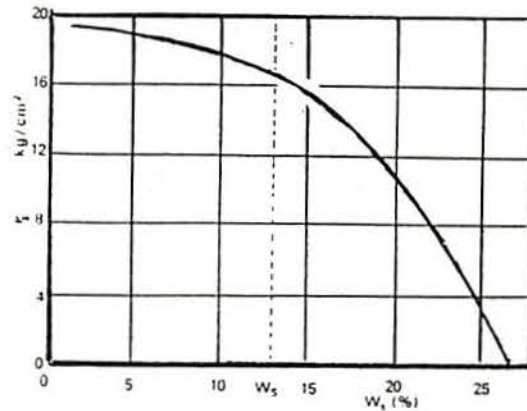


Figura 2.29 - Efecto de humedad inicial en la presión de hinchamiento según El-Sohby y Rabba (1981).

La humedad del suelo influye también en la magnitud del hinchamiento. Cuanto menor sea la humedad inicial mayor será la expansión tras la saturación del suelo. A partir de los resultados experimentales de diversos suelos con valores diferentes del límite líquido obtenidos por Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) se concluye que cuanto mayor es la densidad seca, mayor será su potencial de expansividad y también su presión de hinchamiento. La presión de hinchamiento necesaria para evitar el hinchamiento al humedecer también depende de la humedad inicial (figuras 2.30, 2.31 y 2.32).

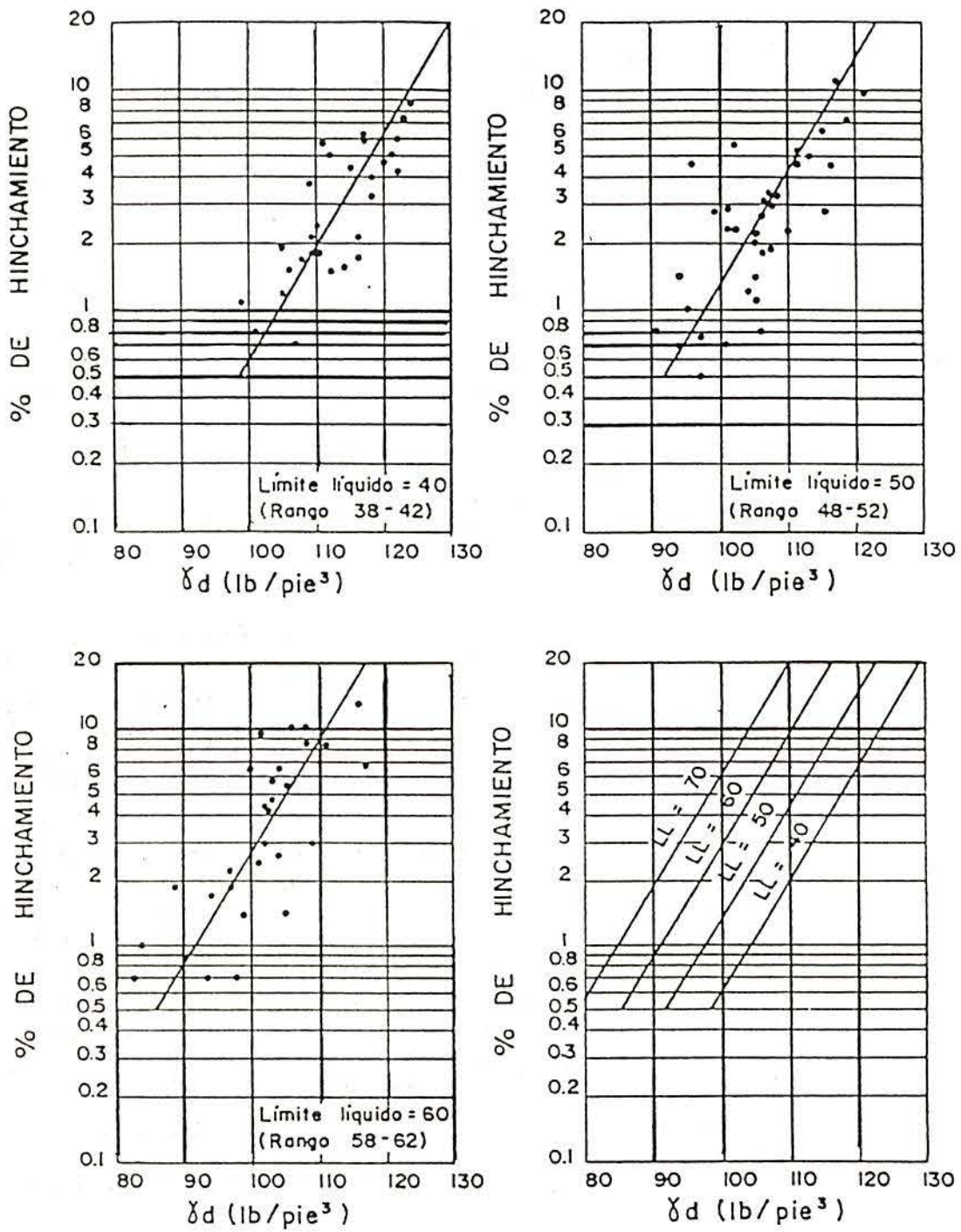


Figura 2.30 - Relación entre la densidad seca y el hinchamiento libre para suelos arcillosos con distintos valores del límite líquido (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973).

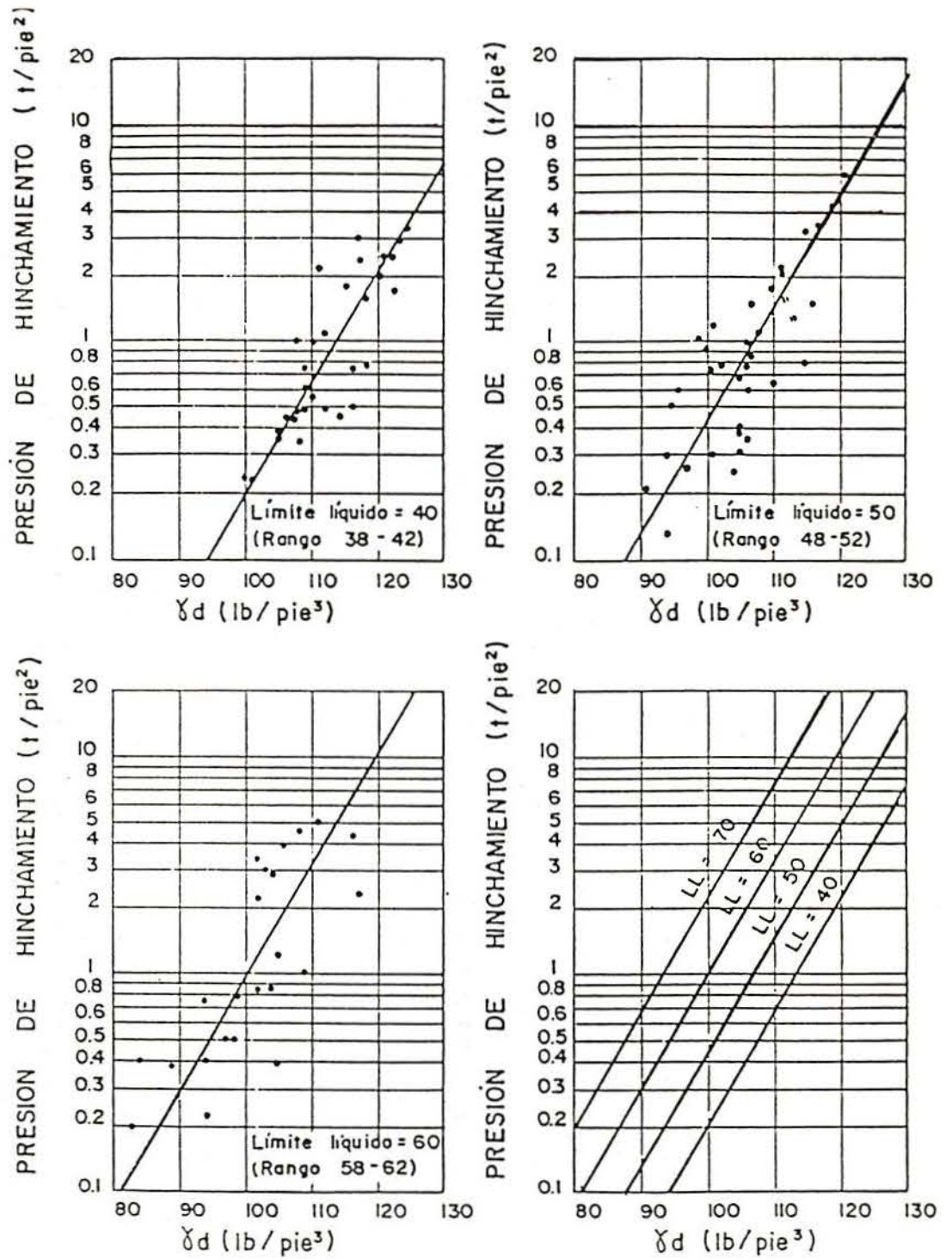


Figura 2.31 - Relación entre la densidad seca y la presión de hinchamiento para suelos arcillosos con distintos valores del límite líquido (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973).



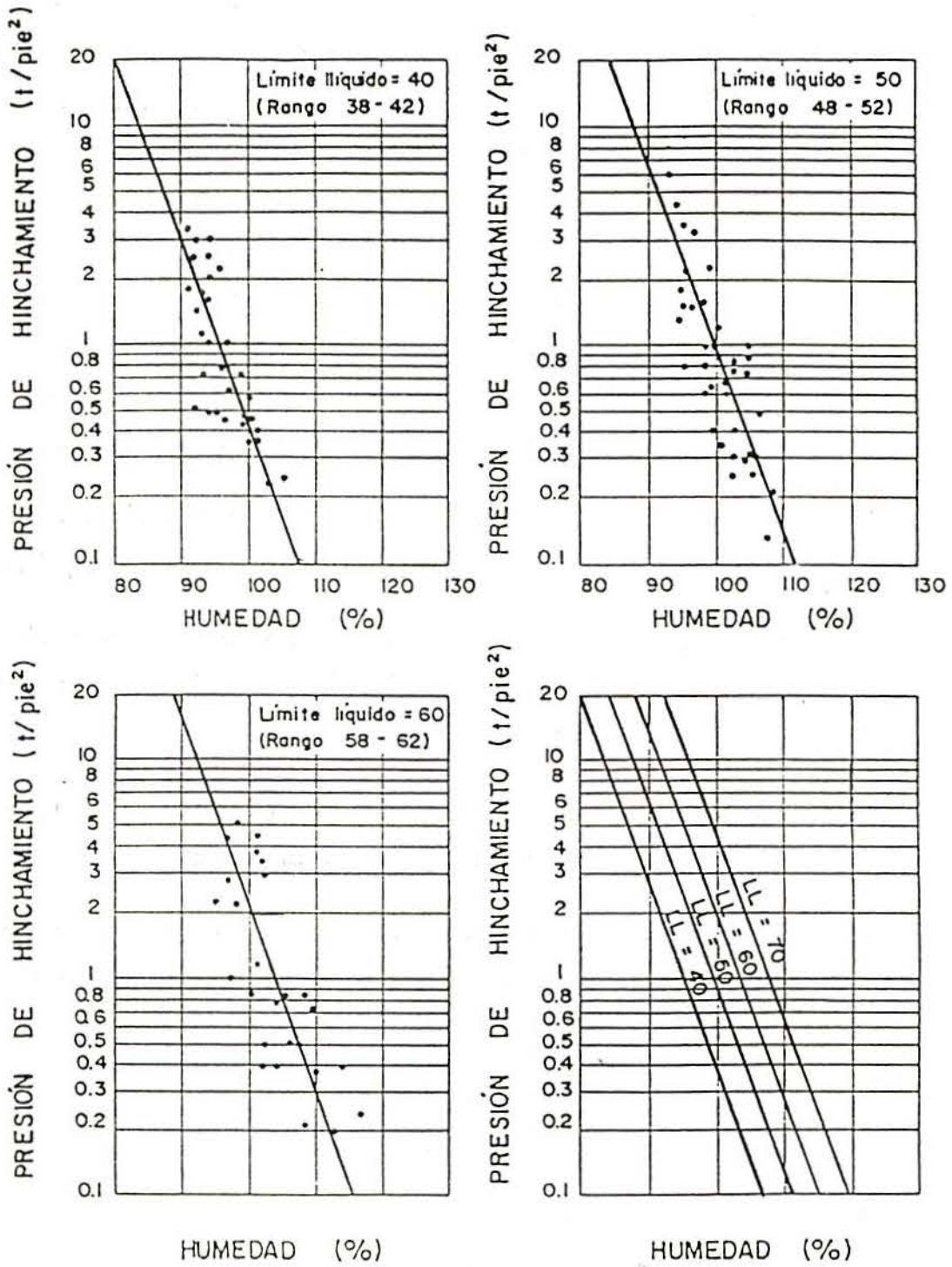


Figura 2.32 - Relación entre la humedad y la presión de hinchamiento para suelos arcillosos con distintos valores del límite líquido (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973).

Brackley (1973) presenta que el hecho de que se hayan encontrado correlaciones que, como la de Vijavergiya y Ghazzaly (1973), relacionan la presión de hinchamiento máxima con el contenido de humedad inicial, no significa lo contrario, ya que este tipo de relaciones se obtuvieron para suelos con un grado de saturación muy próximo de la unidad. El mismo autor para defender sus resultados, explicó que cuando se tienen dos muestras del mismo suelo con los contenidos de humedad iniciales idénticos, pueden presentar estructuras originales diferentes. Si las mismas muestras son mantenidas a volumen constante en la presencia de agua libre, aunque no alcancen necesariamente la misma estructura final, llegarán a tener una disposición de partículas prácticamente similar, con lo que la presión de expansión dependerá del contenido de humedad final. Este contenido de humedad es función del índice de poros o de la densidad seca.

Cox (1978) afirma que para el mismo suelo con la misma humedad inicial, el hinchamiento será mayor cuanto mayor sea la densidad seca del mismo (figuras 2.33 y 2.34).

En los cambios moderados de densidad y humedad, la presión de hinchamiento depende en mayor medida de la densidad seca inicial (Komornik y David, 1969; Brackley, 1973 y Kassiff et al, 1973).

Según Chen (1973), la expansión libre depende de varios factores, mientras que la presión de expansión depende únicamente de la densidad seca inicial.

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 y Escario y Sáez, 1986).

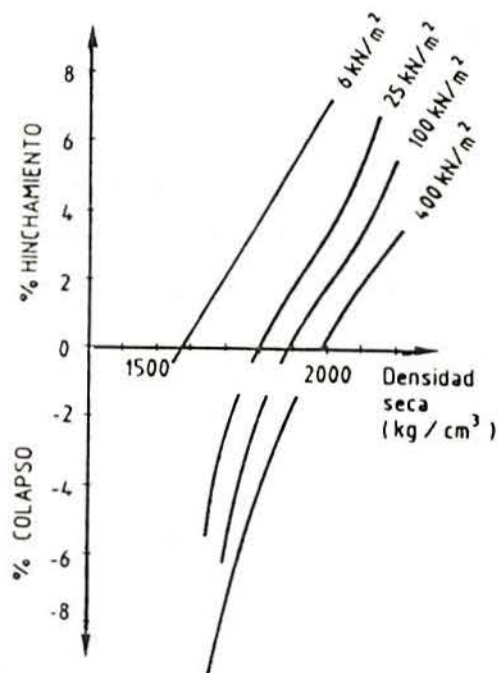


Figura 2.33 - Relación entre el hinchamiento y colapso con la densidad seca y presión aplicada después de inundar (Cox, 1978).

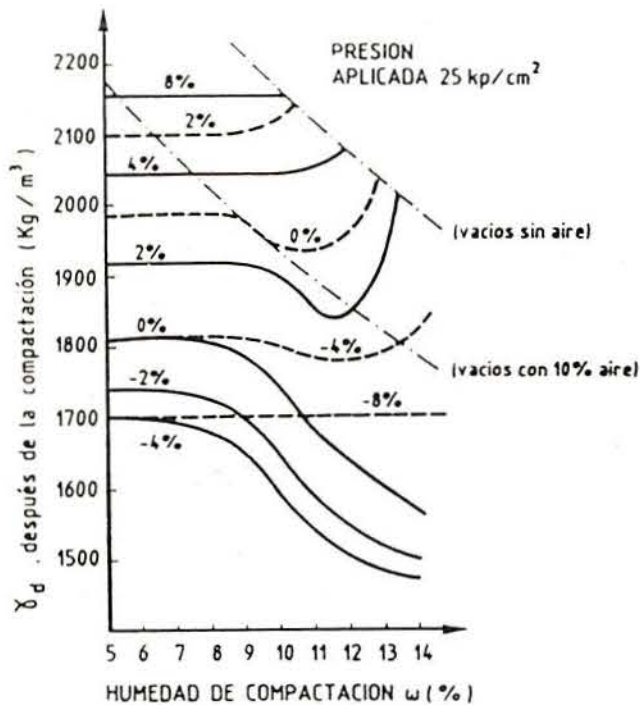


Figura 2.34 - Relación entre el hinchamiento y colapso con la humedad de compactación y la densidad seca después de inundar (Cox, 1978).

## 2.3.2.3.6.- Estado tensional

El hinchamiento es menor cuanto mayor es la presión vertical aplicada. Este hinchamiento puede ser nulo o incluso negativo (caso de colapso). Un suelo puede colapsar o hinchar después de la inundación dependiendo solamente de la magnitud de la presión externa aplicada (Justo, 1986; Justo et al, 1987).

El hinchamiento es dependiente de la presión exterior aplicada. Cuanto mayor es esta, menor es el hinchamiento observado (Komornik y Livneh, 1967; Escario y Sáez, 1973 y Kassiff et al, 1973). Debe destacarse que el confinamiento tiene una influencia muy significativa sobre los suelos expansivos.

La figura 2.35 comprueba que la historia tensorial de un suelo puede afectar en la magnitud del hinchamiento de acuerdo con Brackley (1973).

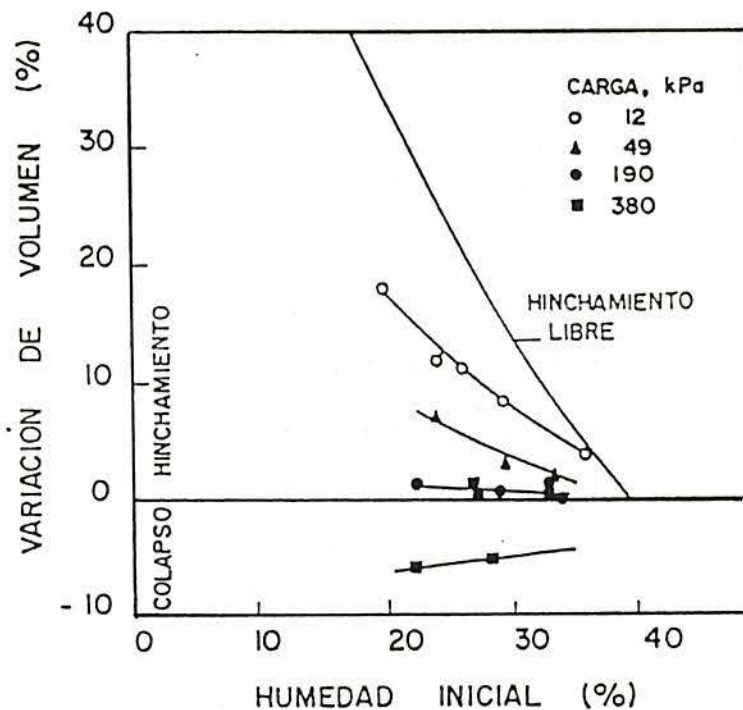


Figura 2.35 - Influencia de la tensión aplicada en el hinchamiento producido según Brackley (1973).

### 2.3.2.3.7.- Trayectoria de tensiones

Las trayectorias de tensiones seguidas por el suelo en su historia son de gran importancia para establecer su volumen final (deformación del suelo). Diferentes trayectorias producen deformaciones distintas aunque los estados tensionales inicial y final sean los mismos en todas las trayectorias.

En suelos expansivos, la dependencia de la trayectoria tensional es aún mayor como ponen de manifiesto Justo et al (1984) y Delgado (1986). Según Schreiner (1988) es fundamental el control de la succión y de la tensión principal menor (en triaxial) o la tensión radial (edómetro) para definir adecuadamente el estado o trayectoria tensional.

La presión de hinchamiento depende de la trayectoria tensional seguida. La mayor presión de hinchamiento se producirá al humedecer primero y cargar posteriormente hasta obtener una deformación final nula (Justo et al, 1984).

### 2.3.2.3.8.- Succión

La succión del suelo es una magnitud que se puede utilizar para caracterizar el efecto de la humedad sobre las propiedades de resistencia y deformabilidad de suelo. Cuantitativamente, la succión de agua del suelo esta relacionada con la interacción entre las partículas de suelo y determina el comportamiento físico de la masa de suelo (Johnson, 1973 y Aitchison et al, 1965). La succión aumenta la rigidez y el grado de sobreconsolidación del suelo ya que actúa en las uniones entre partículas incrementando las fuerzas que las mantienen unidas. La figura 2.36 indica las curvas de consolidación de un suelo expansivo a succión constante obtenidas por Aitchison y Woodburn (1969).

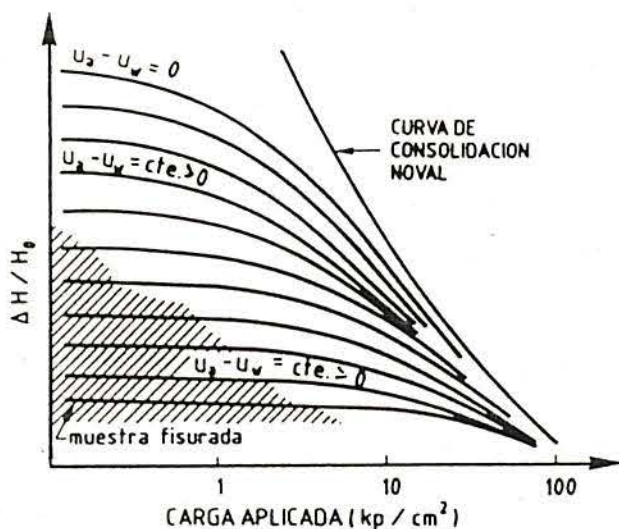


Figura 2.36 - Curvas de consolidación de un suelo expansivo a succión constante según Aitchison y Woodburn (1969).

La variación de la succión con la humedad o el grado de saturación ha sido investigada por numerosos autores. Para cada suelo (natural o compactado) no saturado existe una curva característica de succión-humedad. Esta curva característica diferir según sea el tipo de suelo y el tratamiento que ha recibido.

Algunos de los factores condicionantes del hinchamiento de la arcilla vienen relacionados de alguna forma con la succión matricial ( $S_m$ ) y con la succión soluto ( $S_0$ ). La succión total se expresa por la suma de la succión soluto y la succión matricial.

$$S = S_m + S_0 \quad \text{Ec.(2.15)}$$

La succión osmótica representa el mecanismo de repulsión osmótica (Snethen, 1979). En general, la succión matricial producida por las fuerzas de capilaridad y de adsorción es la más importante, pero en algunos casos la succión del soluto es el principal factor de hinchamiento. Por ejemplo, algunos de los suelos salinos de Australia presentan como condicionante principal la succión osmótica.

La succión matricial depende de la configuración y de la disposición de las partículas. Muchas veces, la succión matricial y la succión del soluto son interdependientes.

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

Fredlund (1979), Blight (1983), Edil y Motan (1984); Alonso et al (1987) entre otros, consideran suficientes a la succión matricial para describir el comportamiento del suelo. Otros autores como Jiménez Salas et al (1973), Richards et al (1984) y Mitchell (1984) observan significativas variaciones volumétricas al variar la succión osmótica. Existen algunos factores que dificultan la resolución de este problema tales como: la fiabilidad de obtención de cada una de las componentes y la dificultad en diferenciar la influencia de la succión osmótica en los cambios de humedad inducidos por gradientes de concentración de solutos (Blight, 1983).

Delage y De Silva (1988) presentan los resultados de ensayos edométricos de un suelo limoso compactado estáticamente, solicitado a diversas trayectorias de tensiones, controlando al mismo tiempo la succión con el método osmótico. La figura 2.37 muestra que el material resulta más rígido cuanto más alta es la succión inicial.

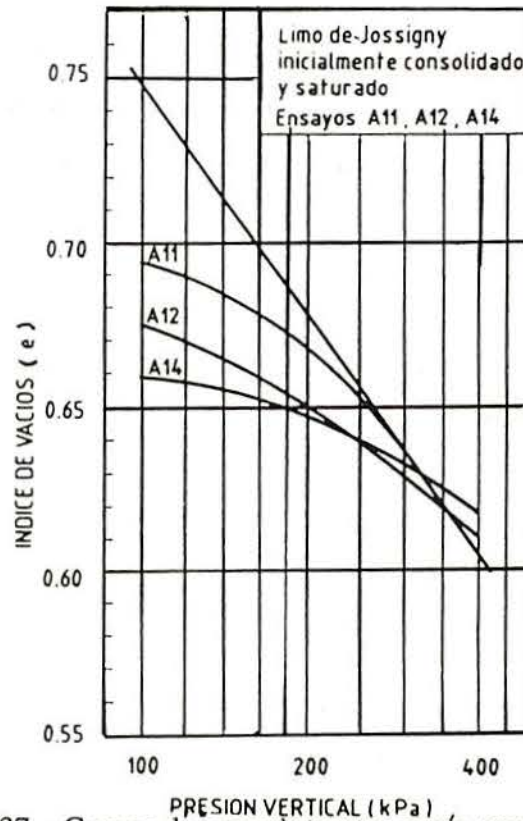


Figura 2.37 - Curvas de consolidación según Deijge y De Silva (1988).

#### 2.3.2.3.9.- Cambios Ambientales

Los cambios ambientales de humedad son debidos al clima y también a la influencia de otros factores tales como la vegetación y las construcciones. Se han observado variaciones estacionales de humedad hasta profundidades entre 5 a 6 metros en áreas donde el nivel freático está a una profundidad de 16 metros o más (Vijayergiya et al, 1973).

Los cambios estacionales están vinculados a las variaciones climáticas a lo largo del año. Las oscilaciones periódicas de humedad en una franja de terreno (capa activa), dependen de la relación precipitación/evaporación.



La evaporación depende de la vegetación, que desarrolla una gran actividad vital precisadamente en el comienzo de los meses secos, contribuyendo a la desecación del terreno. Otros factores que la condicionan son la humedad relativa del aire y la temperatura

La diferencia en los períodos y las magnitudes de la precipitación y de la evaporación son los principales factores que influyen en la respuesta de expansión o retracción de una arcilla activa bajo una estructura.

#### 2.3.2.3.10.- Tiempo

La duración del fenómeno está asociada con la permeabilidad del suelo. La mayor parte de suelos arcillosos son poco permeables y por tanto las deformaciones volumétricas producidas son en general lentas.

La figura 2.38 presenta las curvas de ensayos de hinchamiento en el edómetro de una arcilla expansiva bajo la presión vertical constante en el tiempo, obtenidos por Mazurik y Komornik (1973). Estas curvas permiten distinguir dos fases distintas de mecanismo de hinchamiento (flujo e hidratación). La primera fase (flujo) está relacionada con parámetros de permeabilidad y gradiente hidráulico. La segunda fase se refiere a la hidratación de minerales arcillosos. El proceso de hinchamiento en la primera fase es más rápido después de la inundación y en la segunda fase se presenta más lento.

Resultados semejantes fueron encontrados por Haynes y Mason (1965), Livneh et al (1973), Mustafayev y Chigniev (1980), Chen (1984) y Bechtel (1988).

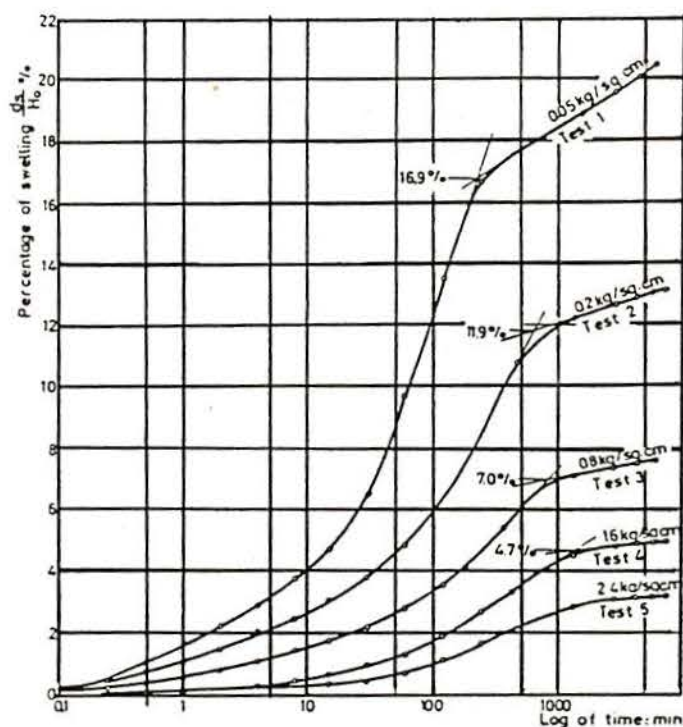


Figura 2.38 - Porcentaje de hinchamiento vs tiempo para diversos valores de presión vertical (Mazurik y Komornik, 1973).

### 2.3.2.3.11.- Temperatura

La variación de la temperatura es un factor adicional que afecta a los resultados de hinchamiento y presión de hinchamiento, que dependen de los aspectos físico-químicos relacionados con su influencia en las fuerzas interpartículas y en las presiones de agua de los poros.

En el campo de la temperatura puede ser un factor importante debido a su influencia en la migración de la humedad. Un desplazamiento del agua del suelo, hacia áreas más calientes, producirá una menor concentración iónica.

El efecto de la temperatura sobre la capa doble es aún discutible. Mitchell (1976) ha observado que de acuerdo con las ecuaciones de Gouy-Chapman, no se aprecia variaciones en la capa doble. Por otro lado, Morin y Silva (1984) han encontrado resultados distintos de Mitchell (1976). Según los citados autores, un incremento de temperatura tiende a comprimir el espesor de la capa doble difusa, resultando eventualmente una rotura del agua adsorbida y un menor hinchamiento.

Los resultados experimentales de Mohamed et al (1992) han indicado que las variaciones de temperatura implican cambios del potencial de agua del suelo (viscosidad, tensión superficial, constante dieléctrico y energía de activación). Los mismos autores indican que el incremento en la temperatura provoca un aumento en el espesor de la capa doble difusa, una reducción del espesor de la capa doble y en las fuerzas repulsivas, un aumento en las fuerzas atractivas y una tendencia en formar una estructura floculada. Basado en el libro CRC química y física (1985):

a) la viscosidad decrece con el aumento de la temperatura y se expresa de la siguiente forma:

$$\eta = 1.74 - 0.05 T + 0.001 T^2 - 0.0000175 T^3 \quad \text{ec.(2.16)}$$

donde:  $\eta$ =la viscosidad absoluta (centipose)

T=Temperatura (°C)

b) La tensión superficial decrece con incremento de la temperatura y la relación entre la tensión superficial y la temperatura es:

$$\sigma = -75.882 + 0.167 T \quad \text{ec.(2.17)}$$

donde:  $\sigma$ = tensión superficial (dina/cm)

T= temperatura (°C)

c) La constante dieléctrica de agua del suelo decrece con el incremento de la temperatura que a su vez reduce el espesor de la capa doble difusa. La relación entre el espesor de la capa doble y los parámetros se presenta de la siguiente forma:

$$d = \left( \frac{D K T}{8 \pi C_v e^2 v^2} \right)^{1/2} \quad ec.(2.18)$$

donde: d= espesor de la capa doble

K= constante Boltzman

T= temperatura absoluta

C<sub>v</sub>= concentración iónica

ε= carga eléctrica unitario

v= valencia de ión

d) La energía de activación las moléculas de agua y cationes incrementa con el aumento de la temperatura (provoca un incremento en el espesor de la capa doble difusa).

### 2.3.2.3.12.- Efecto de la Compactación

Varios factores tales como: la humedad de compactación, tipo y nivel de energía de compactación, afectan al potencial de hinchamiento de los suelos expansivos. Mieussens (1980) muestra en la figura 2.39 que cuanto más altas sean las densidades secas o sea, cuanto mayor es el nivel de energía de compactación alcanzada del suelo, mayores son los valores de las expansiones, para la misma presión aplicada.

El nivel de la energía de compactación aplicado al suelo afecta a la estructura resultante. La estructura del suelo es más densa y ordenada cuando mayor es el nivel de energía aplicado para un mismo valor de humedad. Varios autores (Cox, 1978; Lawton, 1989) han llegado a la conclusión de que los suelos expansivos compactados por la rama seca, con valores de humedades bajas y que presentan estructuras menos densas, experimentan hinchamientos cuando se saturan con una presión aplicada baja (figuras 2.40 y 2.41).

En la figura 2.41 presentada por Seed y Chan (1959) se puede observar que los suelos compactados con estructuras menos densas experimentan hinchamientos mayores que los suelos con estructuras densas.

De acuerdo con los resultados de Lawton (1989), los hinchamientos pequeños son obtenidos para humedades poco mayores que la óptima y existe un valor para densidad seca y humedad de compactación en que el suelo no experimenta ni hinchamientos ni colapso (figura 2.42). Este valor de densidad seca es denominada de compactación relativa crítica, para la cual no producen cambios de volumen en el suelo cuando se inunda para una cierta presión. El citado autor observó también que existe una relación inversa entre la humedad de compactación y la preconsolidación que induce la compactación.

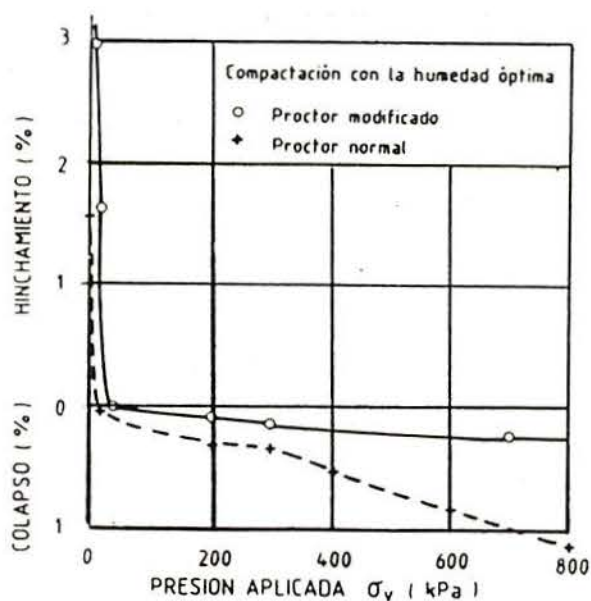


Figura 2.39 - Influencia de la consolidación inicial sobre el hinchamiento y colapso para distintas energías de compactación (Mieussens, 1980).

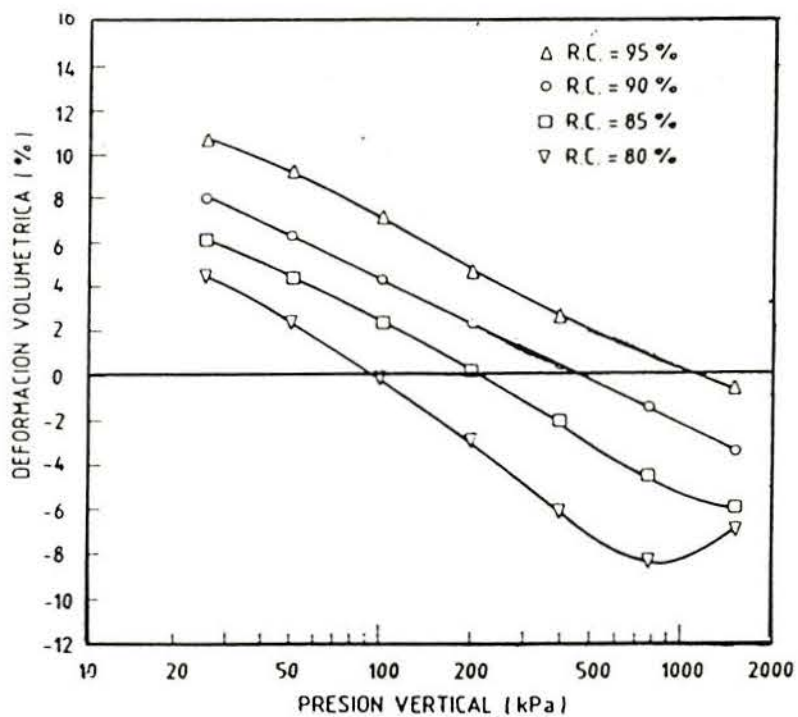


Figura 2.40 - Deformaciones volumétricas para distintas presiones aplicadas para muestras compactadas con impacto (Lawton, 1989).

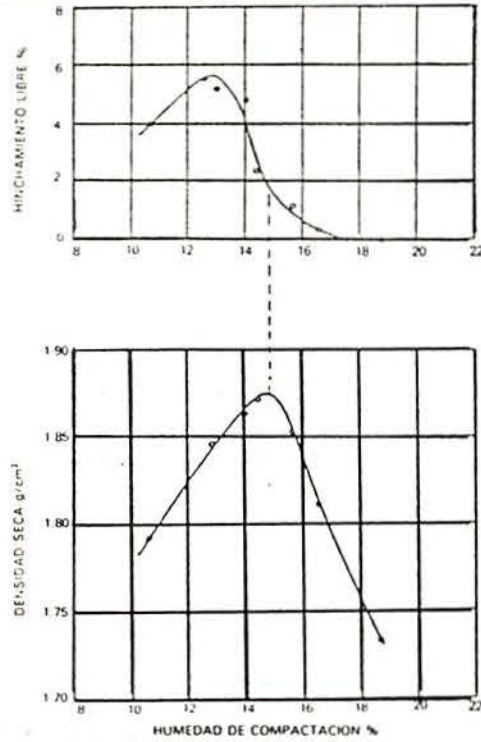


Figura 2.41 - Hinchamiento libre en función de las condiciones de compactación (Seed y Chan, 1959).

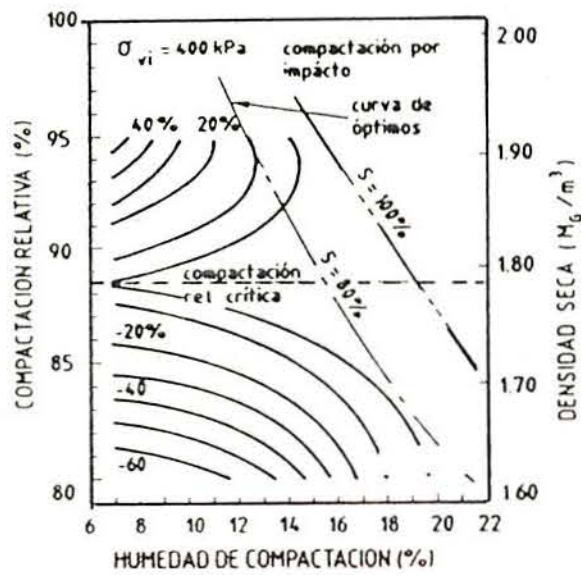


Figura 2.42 - Curvas de igual cambio de volumen para distintas humedades de compactación (Lawton, 1989).

### 2.3.3.- Métodos de identificación y cuantificación de los suelos expansivos

#### 2.3.3.1.- Introducción

El objetivo de identificar y cuantificar o clasificar la existencia de suelos expansivos incide en caracterizar cualitativamente el cambio de potencial de volumen.

Los métodos o técnicas de ensayos utilizados para la identificación y clasificación de los suelos expansivos son variados y numerosos.

Se han propuesto con base en distintas experiencias, criterios indirectos y directos de identificación de suelos potencialmente expansivos. En general, esos métodos no llevan en consideración la succión y las trayectorias de tensiones.

Según Chen (1975) los métodos para reconocer si un suelo puede ser expansivo se clasifican en tres grupos:

- *Identificación mineralógica*
- *Métodos directos :*
- *Métodos indirectos*

De acuerdo con Snethen (1984), los métodos pueden ser directos o indirectos o una combinación de ambos.

La tabla 2.10 recoge los procedimientos de identificación y medidas más usuales de identificación y evaluación de suelos expansivos según Carcedo et al (1986).



<u>TÉCNICAS INDIRECTAS</u>	<u>Métodos identificativos</u>	Composición de la fracción arcillosa, y eventualmente textura	Difracción de rayos X Microscopía electrónica Análisis térmico diferencial Adsorción de etilen-glicol y glicerina
		Características físicas y fisicoquímicas	Capacidad de cambio de cationes Análisis por sedimentación del contenido coloidal Superficie específica de las partículas de arcilla
	<u>Métodos cualitativos</u>	Propiedades índice	Límites de Atterberg Retracción lineal Actividad
		Clasificaciones geotécnicas	Sistema USCS Sistema ASSHO
<u>TÉCNICAS DIRECTAS</u>	<u>Métodos orientativos</u>	Estado del suelo	Humedad Natural Grado de Saturación
		Características organolépticas	Aspecto Estructura
	<u>Métodos valorativos</u>	Ensayo de expansión de Lambe Entumecimiento en el ensayo CBR Indices edométricos	
	<u>Métodos cuantitativos</u>	Ensayos de expansión en el edómetro Ensayos de succión	Hinchamiento libre Presión de hinchamiento

Tabla 2.10 - Métodos más usuales de identificación y evaluación de suelos expansivos según Carcedo et al (1986).

### 2.3.3.2.- Identificación Geológica y Geomorfológica

Los mapas geológicos están usualmente disponibles y pueden ser utilizados como un primer indicador de la posibilidad de existencia de suelos expansivos presentes en diferentes tipos de rocas. Las áreas de rocas ígneas básicas, volcánicas o sedimentarias podrían ser considerados como fuentes de minerales expansivos. La formación de minerales arcillosos expansivos no solamente depende del tipo de roca bien como las condiciones y procesos de alteración. Snethen (1979) indica que los suelos potencialmente expansivos pueden ser identificados basándose en condiciones geológicas complementadas por investigaciones de campo y laboratorio.

El empleo de la geomorfología servirá de complemento y auxilio en las informaciones obtenidas en mapas geológicos, lo que permitirá indicar más correctamente zonas de presencia de suelos expansivos.

Carcedo et al (1986) se han dibujado un mapa predictor de riesgos por expansividad de las arcillas en España a escala 1:1.000.000 y clasifican en 4 grados el riesgo de expansividad presumible de dichas formaciones. Este documento permite evaluar con rapidez, en cualquier punto del territorio español, el riesgo probable de expansividad que existe en esa área.

### 2.3.3.3.- Identificación Mineralógica

La composición mineralógica de las arcillas puede ser determinada por diversos procedimientos tales como difracción de rayos X, análisis térmico diferencial, análisis químico y microscopio electrónico.

El método de difracción de rayos X es más corriente y permite evaluar la proporción de minerales arcillosos en términos de intensidad de difractograma. La técnica consiste en medir el espaciamiento basal, esto es, la distancia entre dos cadenas de átomos. Este procedimiento es semicualitativo.

El análisis térmico diferencial y el análisis químico permiten identificar los minerales arcillosos. Se utilizan como procedimientos suplementarios de la difracción de rayos X.

En el análisis térmico diferencial se provocan mediante calentamiento, y al ir alcanzándose determinadas temperaturas, reacciones térmicas características de cada especie mineralógica, que puede ser así determinada.

El microscopio electrónico ofrece una observación directa del mineral, basada en la dispersión que experimenta un haz de electrones al atravesar un material. Este método proporciona informaciones complementarias sobre las características morfológicas de las partículas y de sus agrupaciones.

En general, la composición mineralógica no es suficiente para asegurar si un suelo presentará "in situ" problemas de expansión.

#### **2.3.3.4.- Métodos Indirectos de Clasificación de los Suelos Expansivos**

Los métodos indirectos se basan en relaciones empíricas entre la expansividad del suelo y algunas de sus propiedades (contenido y tipo de minerales arcillosos, límites de Atteberg, densidad seca, humedad y etc.).

Estos métodos, en general, son rápidos y sencillos y se basan en el hecho de que las posibilidades de expansividad aumentan con el contenido de material arcilloso, índice plástico, límite líquido y actividad.

La mayor parte de los métodos indirectos sirven para reconocer el posible potencial expansivo del suelo de forma cualitativa, siendo necesario recurrir a procedimientos más fiables y exactos para cuantificarla.

En la tabla 2.11 se presenta un resumen de algunos métodos encontrados en la bibliografía y sus respectivos parámetros adoptados (Snethen, 1984). En la tabla 2.12 se muestran las correlaciones definidas por diversos autores tales como Skempton (1953), Holtz (1959), Ranganatham y Satyanatayana (1965), Chen (1965), Vijayvergiya y Ghazzaly (1973), Rodríguez Ortiz (1975), Snethen (1984) y Dhowian et al (1987).

Skempton et al (1952) establecieron una clasificación en función de la actividad coloidal a partir de numerosos ensayos. Con la definición de la actividad de Skempton diversos autores realizaron sus clasificaciones. Rodríguez Ortiz (1975) basándose en los datos de investigaciones realizadas en Israel, Australia y Colombia y en su propia experiencia, propuso una modificación de la clasificación de Skempton.

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

Notación:  $\omega_l$ : Límite líquido;  $I_p$ : Índice de plasticidad  
 $\omega_r$ : Lím. de retracción;  $I_r$ :  $\omega_l - \omega_r$   
 $\omega_p$ : Límite plástico; PR:  $I_p / \omega_p$   
 $N$ : SPT; RL: Retracción Lineal  
 $\omega_{nat}$ : Humedad natural;  $\gamma_{dnat}$ : Densidad seca natural  
 $\%h$ : % hinchamiento;  $\%-1\mu$ : % menor 1 micra  
 $I_h$ : índice de hinchan. (e/e<sub>o</sub>);  $\%-2\mu$ : % menor 2 micras

$\%-200$ : % pasa por tamiz

Tabla 2.11 - Algunos métodos de clasificación de suelos expansivos y sus respectivos parámetros adoptados (Snethen, 1984).

REFERENCIA	S (1953)	Holtz (1959)				Chen (1965)				R&S (1965)
Parámetro	Ac	Cc	$I_p$	$\omega_l$	h	%<200	$\omega_l$	SPT	h	$I_p$
Baja	< 0.75	<15	<18	<11	<10	<30	<30	<10	<1	<20
Media	0.75-1.25	13-23	15-28	7-12	10-30	30-60	30-40	10-20	1-5	20-30
Alta	1.25-2.0	20-31	25-41	10-26	20-30	60-95	40-60	40-60	3-10	30-60
Muy Alta	>2.0	>28	>35	>15	>30	>95	>60	>30	>10	>60

REFERENCIA	RO (1975)	Snethen (1984)				Dhowian et al (1987)				
Parámetro	Ac	$\omega_l$	$I_p$	S	h	$\omega_l$	$I_p$	S	$\omega_l$	h
Baja	<0.5	<0.50	<35	<1.5	<1.5	<50	<25	<4	<4	<1.5
Media	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	>1.0	>60	>35	>4	>1.5	>60	>35	>4	>10	>4.5

Notación:  $C_c$  = Contenido en coloides (%<0.001 mm)  
 %<200 = % que pasa por el tamiz 200 A.S.T.  
 $\omega_l$  = Límite líquido  
 $\omega_p$  = Límite plástico  
 $\omega_r$  = Límite de retracción  
 $I_p$  = índice de plasticidad  
 $I_r$  = índice de retracción  
 $A_c$  = Actividad  
 $S$  = Succión natural ( $t/pic^2$ )  
 $\omega_r = 0.43\omega_l - \omega_{pm}$   
 $h$  = hinchamiento probable

R&S= Ranganathan y Satyanarayana  
 S = Skempton  
 RO = Rodríguez Ortiz (1975)

Tabla 2.12 - Criterios de identificación de suelos expansivos citados por Josa (1988).

Holtz (1959) propuso una clasificación a partir del índice de plasticidad, el límite de retracción y el contenido de coloides menores que 0,001 mm. Por otro lado, Chen (1965) desarrolló un criterio con base en el método de Holtz (1959) incluyendo un dato de campo: N (SPT).

Ranganathan y Satyanarayana (1965) se basan solamente en la diferencia entre el límite líquido y límite de retracción (índice de retracción) para clasificar el suelo. Sin embargo, Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) realizaron una clasificación a partir de correlaciones entre el hinchamiento y la relación entre la humedad natural y el límite líquido.

Snethen (1984) realizó un estudio comparativo, ensayando muestras y obteniendo la predicción del potencial de hinchamiento por diversos criterios. De acuerdo con el autor, algunos criterios (tabla 2.11) proporcionan resultados muy aceptables.

El método de LDOT y el método N&C quedan totalmente de lado de la seguridad. Por otro lado el método Sorochan está del lado de la inseguridad. Con este análisis, el autor concluye que los mejores parámetros para evaluar la expansividad potencial son el límite líquido, el índice de plasticidad y el índice de retracción.

Un estudio análogo realizado por Oloo et al (1987), ha llegado a conclusiones similares a las de Snethen (1984). Según estos autores, el parámetro límite de retracción es más apropiado que el límite plástico, y la predicción de hinchamiento depende de la expansividad intrínseca y también de los efectos del estado de tensiones del suelo.

Dhowian et al (1987) consideran que el criterio definido por Snethen (1984) para definir expansividad potencial es demasiado conservador e incorporan otro factor llamado déficit de humedad de campo ( $\omega_f = 0,43 \omega_l - \omega_{nat}$ ) en su clasificación. Este factor ha sido encontrado como el más consistente indicador de expansividad potencial en regiones áridas.

El método Lambe puede ser incluido dentro de los métodos indirectos. Lambe (1960) ideó un aparato de ensayo rápido y sencillo y define el grado de expansividad a partir de la presión ejercida por la muestra de suelo, con determinadas condiciones de compactación, medida en un equipo propio al ser inundada durante dos horas. La presión medida se denomina índice de hinchamiento o de expansividad. A partir de este valor se obtiene gráficamente el cambio potencial de volumen (tabla 2.13). Sus resultados deben ser tomados como una medida cualitativa. Es importante resaltar que el índice de expansividad no debe ser considerado como una presión de hinchamiento.

EXPANSIVIDAD	H(%)
No crítico	2
Marginal	2-4
Crítico	4-6
Muy crítico	6

Tabla 2.13 - Clasificación del método de Lambe (1960).

En la tabla 2.14 se presentan correlaciones entre expansividad potencial, límite líquido, índice plástico, límite de retracción, índice de retracción y contenidos de humedad natural considerados por diversos autores. Por otra parte, Moza (1987) afirma que todas las correlaciones desarrolladas parecen tener una validez local, pero ninguno de los procedimientos dados en las tablas 2.11 y 2.12 dan un criterio universal de aplicabilidad para la identificación y cuantificación del comportamiento de cambios de volumen.

REFERENCIA	Ecuación para cálculo de H
Seed, Woodward & Lungren (1965)	$H=0,00216 I_p^{2,44}$
Ranganathan y Satyanarayana (1965)	$H= 0,00413 I_r^{2,67}$
Noyak y Christensen (1971)	$H=0.0229 I_p^{1,45} \cdot C/\omega_1 + 6,38$
Vijayergiva y Ghazzaly (1973)	$H=1,1 10^{0,0833} **$
Schneider y Poor (1974)	$H=0,66 10^{(0,91p/(\omega_1-1,19))}$
Chen (1975)	$H=0,2558 e^{0,0838121p}$ $H=0,000195\omega_1^{4,17}\omega_i^{-2,33}$

Tabla 2.14 - Correlaciones empíricas de expansividad potencial citado por Moza (1987).

Debido a las limitaciones propias de los métodos indirectos, resultados obtenidos con ellos deben ser tomados como una medida cualitativa y no cuantitativa del comportamiento del suelo. Para una evaluación más significativa y cuantitativa es necesario recurrir a los métodos directos.



### 2.3.3.5.- Métodos Directos de Cuantificación

Los métodos directos son los más convenientes para la cuantificación y clasificación de la expansividad de un suelo. Los ensayos más habituales son los llamados de hinchamiento libre bajo carga y los de presión de hinchamiento empleando células edométricas con o sin succión controlada. Ambos ensayos se realizan con muestras inalteradas o con muestras compactadas a igual densidad y humedad que el suelo "in situ", o bien con la densidad máxima y la humedad óptima del Proctor normal.

En la bibliografía se presentan numerosos ensayos, parte de ellos realizados con células edométricas. Schreiner (1987) clasifica estos ensayos en:

- *métodos sin control de succión;*
- *métodos que utilizan la traslación de ejes;*
- *métodos que utilizan succión osmótica;*
- *métodos con humedecimientos y secados controlados.*

En los métodos sin control de succión ( métodos convencionales) están incluidos el método de hinchamiento libre y el método de presión de hinchamiento. Estos métodos son realizados sin control de la succión.

El método de hinchamiento libre consiste en obtener el máximo hinchamiento unitario referido a la altura inicial de una muestra al inundar para unas condiciones de carga mínima. El valor de carga mínima difiere de 1 a 10 kPa de acuerdo con cada autor. Normalmente suele ser 10 kPa, 7 kPa, 5 kPa o menor. Según Delgado (1986), el hinchamiento libre depende fundamentalmente del valor de la presión a la que está sometida.

La dispersión de los resultados obtenidos para el hinchamiento libre, de acuerdo con el citado autor, es tanto mayor cuanto más baja es la presión, debido a la mayor sensibilidad de la muestra ante factores internos tales como pequeñas variaciones de humedad, densidad y grado de homogeneidad (figura 2.43).

directamente es mayor que el deducido de la curva de hinchamiento al descargar el suelo debido a la trayectoria diferente seguida (Jiménez Salas y Justo, 1975; Brackley, 1975).

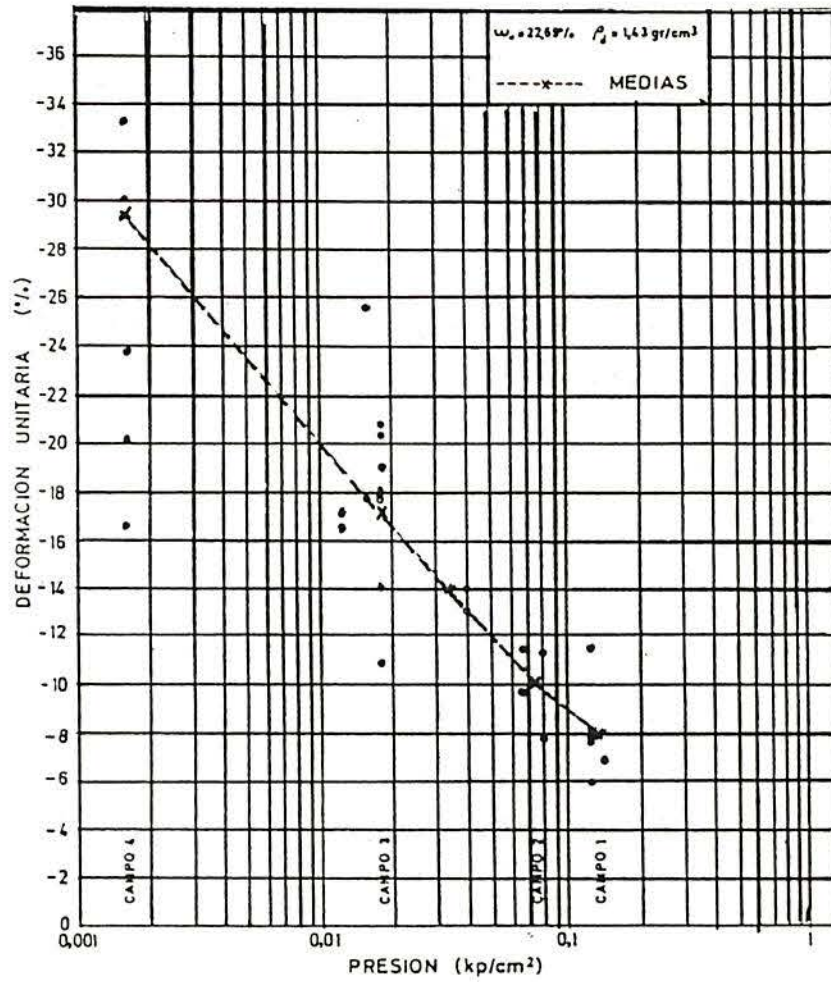


Figura 2.43 - Dispersión de resultados de deformación unitaria de un suelo ensayado por Delgado (1986).

El método de presión de hinchamiento consiste en obtener la máxima presión vertical desarrollada por una muestra en el edómetro tras su inundación en condiciones de deformación nula. Hay diversas definiciones de la presión de hinchamiento. Delgado (1986) presenta las siguientes definiciones (figura 2.44):

\* La presión de hinchamiento (1) es la presión correspondiente a la intersección de la curva de inundación bajo carga y el eje de deformación nula. Es aquella bajo la cual la muestra hincha la misma cantidad que había asentado al cargarla y por tanto su cambio de volumen es nulo con respecto al estado inicial.

\* La presión de hinchamiento (2) es la presión obtenida en el ensayo de presión de hinchamiento a volumen constante. Se obtiene con carga e inundación simultáneas. Este ensayo se realiza en la forma clásica. Se monta la muestra en el edómetro, se inunda y se va cargando de forma que no haya deformación. La presión de hinchamiento es la presión existente una vez estabilizado el proceso. A continuación se procede a la descarga en escalones de 24 horas y se mide el aumento de volumen. La curva edométrica que se obtiene en esta segunda parte del ensayo es la denominada curva de presión de hinchamiento. El valor del hinchamiento obtenido al final del proceso de descarga es siempre menor que el valor del hinchamiento libre.

\* La presión de hinchamiento (3) es la presión correspondiente a la intersección de la curva de inundación bajo carga y la curva de humedad natural. Se refiere en a la presión bajo la cual la muestra no expande ni colapsa al ser inundada. Esta presión depende de la curva de inundación bajo carga y de la curva de humedad.

\* La presión de hinchamiento (4) se obtiene de la intersección de las curvas de carga posterior a la inundación y el eje de deformación nula. Corresponde a una muestra inundada primero y cargada después. Es independiente de la trayectoria previa a la inundación.

\* La presión de hinchamiento (5) es la presión correspondiente al punto en que la muestra cargada tras la inundación recupera el índice de poros o la deformación unitaria existente en el momento de la inundación (Chen, 1975).

\* La presión de hinchamiento (6) es la presión correspondiente a la intersección de las curvas de carga posterior a la inundación con la curva de humedad natural.

Las presiones (1) y (3) se refieren a muestras cargadas primero, e inundadas después. Las presiones de hinchamiento (5) y (6) son por definición superiores a la presión de hinchamiento (4). Las diferencias entre las diversas definiciones de presión de hinchamiento están asociadas con las trayectorias de tensiones. De acuerdo con Delgado (1986), la presión de hinchamiento (1) es por definición menor que la presión de hinchamiento (3).

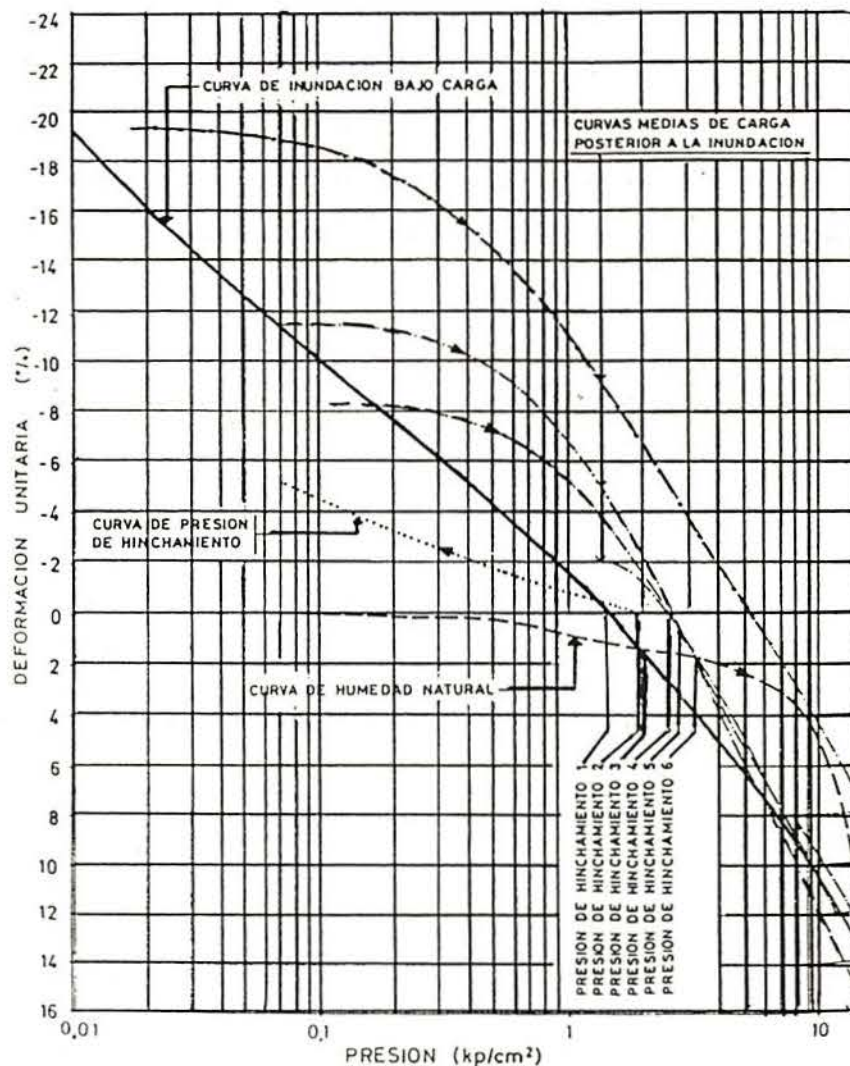


Figura 2.44 - Definiciones de presión de hinchamiento con las curvas de inundación bajo carga, de humedad natural, de presión de hinchamiento y de carga posterior a la inundación (Delgado,1986).

Otros métodos sin control de succión se pueden incluir los procedimientos desarrollados por Jennings y Knigh (1957), Jennings et al (1973), Bruijn (1961), Sullivan y McClelland (1969), MacIver y Hale (1970), Holtz (1970), Agarwal y Sharma (1973) y Chen (1973).

A continuación son descrito otros métodos que permiten determinar la presión de hinchamiento.

• **Método de Sullivan y McClelland (1969)**

En este método se aumenta el contenido de humedad bajo volumen constante. La presión requerida para mantener el volumen es la presión de hinchamiento a volumen constante. La muestra es descargada en escalones para determinar la curva de presión de hinchamiento. El hinchamiento bajo carga es medido con la presión vertical "in situ".

• **Método de MacIveer y Hale (1970)**

Este método permite determinar el hinchamiento bajo carga y la presión de hinchamiento a volumen constante. El ensayo de hinchamiento se realiza después de obtener la lectura cero de deformación bajo una carga aplicada de 1 kPa. Luego la sobrecarga y la carga de proyecto se aplican a la muestra y se inunda. El ensayo de presión de hinchamiento se realiza de la misma forma que el ensayo de hinchamiento, pero con la presión vertical de 1 kPa.

• **Método de Holtz (1970)**

El método de Holtz presenta tres tipos de procedimientos distintos. El primero es fundamentalmente el mismo del método de Sullivan y McClelland. El segundo es el mismo de Jennings et al (1973) pero la presión es de aproximadamente 2,4 kPa y la muestra es cargada hasta la presión de hinchamiento encontrada en el primer método.

El tercero es el mismo que el ensayo de hinchamiento bajo carga de MacIveer y Hale (1970) pero la presión aplicable es de 2,4 kPa. Algunas diferencias en la curva de recarga son encontradas entre el segundo procedimientos y el método de Jennings et al (1973) debido al factor de la presión nominal de sobrecarga.

- **Método de Chen (1973)**

El método propuesto por Chen (1973) consiste en medir el hinchamiento y la presión de hinchamiento de recarga. La muestra es inundada bajo una sobrecarga hasta que el equilibrio se alcanza. Seguidamente es cargada incrementalmente y la presión requerida para preconsolidar la muestra hasta su volumen original se denomina hinchamiento y presión de hinchamiento de recarga.

A continuación se presenta los métodos para determinar el hinchamiento del suelo:

- **Ensayos del Doble Edómetro (Jennings y Knigh, 1957)**

Este ensayo se realiza con una muestra inicialmente saturada y una muestra con su humedad inicial. La diferencia entre las dos curvas es una medida del cambio de volumen que tendría la muestra al saturarse. Las dos curvas se representan en un gráfico, con el logaritmo de la presión en las abcisas y el índice de poros en las ordenadas. La diferencia entre el índice de poros de las dos curvas correspondientes a una determinada presión nos permite calcular la deformación debida a la inundación bajo esta presión. Si los índices de poros iniciales no coinciden es necesario corregir una de las curvas ajustándolas al índice de poro inicial de la otra mediante una traslación, de forma que los índices de poros coincidan (figura 2.46).

Este procedimiento presenta incorrecciones tales como:

- El método del doble edómetro sobreestima el hinchamiento según Brackley (1975) y Justo y Saeteersdal (1981);
- El método no considera la relación existente entre la deformación y la trayectoria de tensión de acuerdo con Brackley (1975) y Weston (1980);
- El método está basado en la inundación de la muestra en el edómetro, y en el terreno el humedecimiento no será en general tan grande como para llegar a la saturación (Escario, 1967; Escario y Sáez, 1973; Aitchison y Martin, 1973).

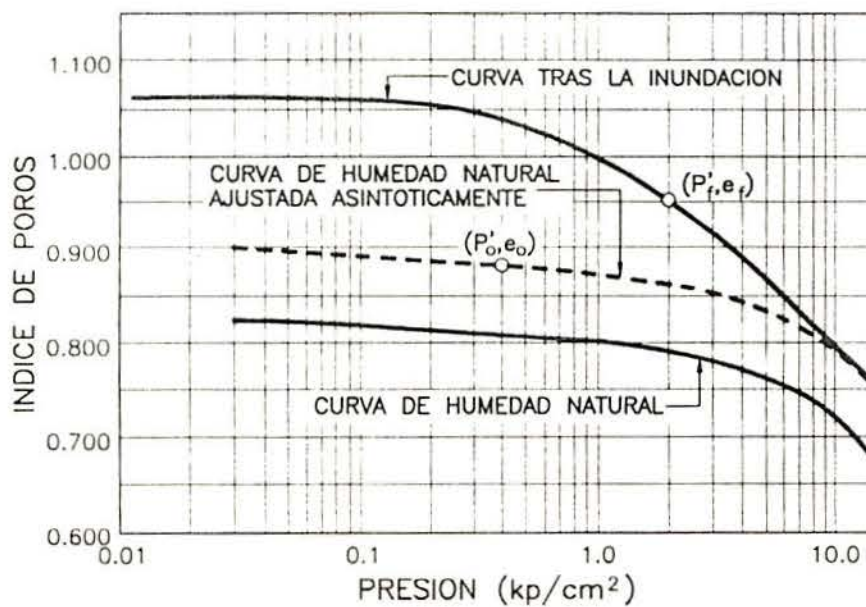


Figura 2.45 - Método del doble edómetro con ajuste asintótico.

• Ensayo Simplificado (Jennings et al, 1973)

Este ensayo es una simplificación del procedimiento de doble edómetro, utilizando una sola muestra que se carga y descarga con humedad natural para obtener el estado inicial. Posteriormente, tras la descarga, se satura y se obtiene la curva correspondiente en la muestra saturada.



## ***CAPITULO 3***

### **INVESTIGACION EXPERIMENTAL**

#### **3.1. INTRODUCCION**

La evaluación en laboratorio del comportamiento de los suelos no saturados ha tenido un gran avance en las últimas décadas. Se han descrito una gran cantidad de equipos empleados para el estudio del colapso e hinchamiento. Los procedimientos de ensayos han cambiado de forma significativa y permiten imponer las trayectorias de tensiones y control de la succión.

En este capítulo se describen los equipos de laboratorio empleados en el programa de investigación y así como la selección del suelo adoptado para el estudio. La investigación experimental se efectuó con el objeto de analizar el comportamiento de un suelo no saturado expansivo asociado a determinadas trayectorias tensionales útiles, para comprobar mejor el modelo elastoplástico que luego se describe.

Se han realizado varios ensayos previos que sirvieron para definir el procedimiento de investigación.

Teniendo en cuenta los objetivos generales mencionados, el estudio experimental ha constado de las siguientes fases:

- a) Puesta a punto de los equipos necesarios para los ensayos con control de succión;
- b) Selección del material para ensayar y
- c) Realización de ensayos edométricos convencionales, ensayos con succión controlada con trayectoria tensional y ensayos con medida de tensión horizontal.

En la fase de poner los equipos en marcha están incluidas las construcciones de células edométricas y también las modificaciones y alteraciones realizadas durante la fase de ensayo (tarados, calibrados). También se han definido los equipos auxiliares (panel de control de presión, medidor de cambio de volumen y sistema de retirada de aire en el circuito de drenaje).

La parte de selección de material ha consistido en ensayar varios tipos de material expansivos a fin de evaluar mejor su comportamiento frente a cambios de humedad y peso específico seco.

La realización de ensayos se efectuó mediante trayectorias de tensiones predefinidas como se describe en el apartado 4.

### 3.2.- DESCRIPCION DE LOS EQUIPOS

Los equipos empleados fueron: edómetros convencionales, edómetros con control de succión y un edómetro con control de succión y medida de tensión horizontal.

#### 3.2.1.- Célula Edométrica Convencional

Para los ensayos con inundación y humedad natural se han empleado células edométricas convencionales iguales a las que se utilizan en los ensayos de consolidación para suelos saturados.

Los edómetros convencionales empleados fueron de carga frontal y de carga trasera (ideado por Bishop) y pertenecen al tipo desarrollado por Terzaghi y Casagrande. Estos edómetros son conocidos como edómetros de tensión controlada debido a que las presiones son aplicadas por medio de pesos y se registran las deformaciones resultantes. En estos equipos no se puede controlar la evolución de la succión.

Para los ensayos realizados manteniéndose la humedad inicial constante, se han protegido las células con papel de celofán lo que permite aislar la muestra del ambiente exterior, evitándose así variaciones de humedad del suelo ensayado.

Para corregir los efectos de la deformabilidad de las células edométricas, incluyendo el pistón de carga y las piedras porosas, se corrigieron los resultados obtenidos mediante curvas de calibración.

Las muestras ensayadas en estos aparatos son de 4 cm, 2 cm y 1 cm de altura y un diámetro de 5 cm en todos los casos.

### 3.2.2.- Célula Edométrica de Succión Controlada

La simplicidad y facilidad de ensayo que ofrecen las células edométricas ha contribuido a su utilización en la investigación del comportamiento volumétrico de suelos no saturados.

Los edómetros con control de succión que se han empleado son similares al utilizado por Balmaceda (1991) y Lloret (1982). La única diferencia está en la colocación de la membrana semipermeable en lugar de la piedra porosa de alto valor de entrada de aire. Estas células están basadas en el equipo desarrollado por Escario (1967, 1969) y Escario y Sáez (1973). Posteriormente, otras células similares fueron construidas (Barden et al, 1969; Chang, 1969; Aitchison y Woodburn, 1969; Moore y Millar, 1971; Kassiff y Ben Shalom, 1970 y 1971; Fredlund y Morgenstern, 1976; Cuellar, 1978; Lloret, 1982; Schreiner, 1978 y Esteban y Sáez, 1988).

Las posibilidades prácticas de estos aparatos son muy amplias y permiten seguir diversas trayectorias de tensión variando la carga vertical ( $\sigma-u_s$ ) o la succión ( $u_s-u_w$ ).

En estos ensayos, la muestra de suelo queda confinada dentro de un anillo rígido de acero de 50 mm de diámetro interior y 65 mm de diámetro exterior y 20 mm de altura, similar al del edómetro convencional. Este anillo se apoya sobre una junta tórica y sobre una membrana semipermeable de celofán o "visking".

Las membranas empleadas son usualmente permeables a los iones disueltos en el agua del suelo. Por lo tanto, en condiciones de equilibrio, lo que se controla es la succión matricial.

Estas membranas presentan una deformabilidad considerable de acuerdo con los estudios realizados por Escario y Sáez (1973) para diferentes valores de succión y presiones externas.

La poca durabilidad de la membrana durante el ensayo llevó a la sustitución de ésta por una piedra porosa con resistencia al paso de aire de 5 bar.

El uso de la piedra porosa con alta resistencia al paso de aire requiere su saturación inicial y el control de esta saturación antes y después de cada ensayo.

La figura 3.1 presenta el esquema de la célula edométrica con control de succión empleado en este estudio. El equipo consta de tres partes principales unidos por juntas tóricas y tornillos, que aseguran el sistema de cierre estanco. En la parte inferior de la célula se coloca una piedra porosa y por encima de ella la membrana semipermeable, que se comunica con un sistema de presión de agua regulado mediante potes de mercurio. En la parte superior esta conectado el sistema de presión de aire regulado por manómetros que se ajustan a una membrana de goma lo que permite formar una cámara de aire. Este sistema permite aplicar las presiones por medio de un disco de bronce del mismo diámetro de la muestra, repartiendo uniformemente la presión aplicada. El disco de bronce esta conectado con el pistón vertical y comunicado también con el sistema de presión de aire. En todos los casos la tensión vertical aplicada se mantiene constante durante el ensayo.

El control de la deformación (cambios de altura) de la muestra con el tiempo se efectúa mediante la lectura de un comparador (0.001 mm) instalado en la parte superior de la célula y en contacto con el pistón de carga.

En la base del equipo se conecta un medidor de cambio de volumen con bureta graduada de 0,1 cm<sup>3</sup> con capacidad de 10 cm<sup>3</sup>.

En la figura 3.2 se muestra el esquema de la célula con los equipos auxiliares.

Para corregir los efectos de la deformabilidad de las células, incluyendo el pistón de carga y las piedras porosas, se calibraran los edómetros de succión controlada con una muestra de acero con las mismas dimensiones y con las mismas trayectorias de tensiones. Los resultados obtenidos de estos ensayos fueron corregidos a partir de las curvas de calibración.

Antes de iniciar el ensayo se hace necesario circular el agua para eliminar las burbujas de aire.

Una vez expulsado el aire se conecta la salida de agua del aparato con la bureta y se toma la lectura del nivel de agua, que se considera como la referencia para un determinado escalón de presión. La presencia de burbujas en el circuito de agua afecta el control del flujo drenante produciendo errores en la medida de cambio de volumen.

Otros investigadores han desarrollado aparatos que permiten controlar la succión del suelo utilizando el principio osmótico del flujo de agua a través de una membrana semipermeable (Zur, 1966; Peck y Rabbodge, 1966 y 1969; Kassiff y Ben Shalom 1970 y 1971; Delage, 1987). Vicol (1990) presenta una célula edométrica con sistema osmótico desarrollado por Delage (1987), con succiones impuestas mediante una solución de concentración PEG 2000 que circula en el interior de la muestra. La succión máxima admisible es 16 Bar (figura 3.3).

También basados en el sistema termodinámica, Esteban y Sáez (1988) desarrollaron una célula para medidas de deformación en suelos y rocas, que permite una succión máxima de 200 MPa. Este control se hace a través de la presión parcial del vapor (humedad relativa) existente en una cámara aislada (principio de desecador de vacío) (figura 3.4). Posteriormente, Esteban (1990) ha modificado el anillo portamuestra con el objeto de medir tensiones laterales durante el ensayo.

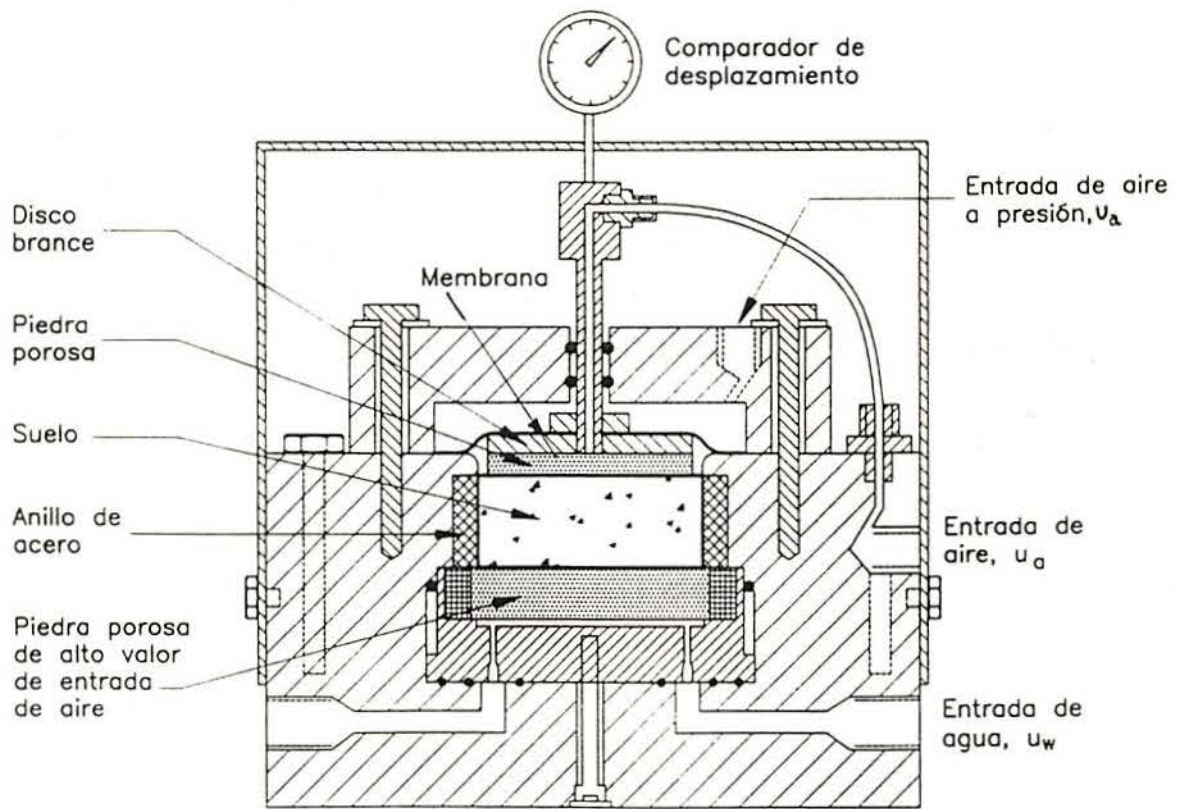


Figura 3.1 - Esquema del edómetro con succión controlada.

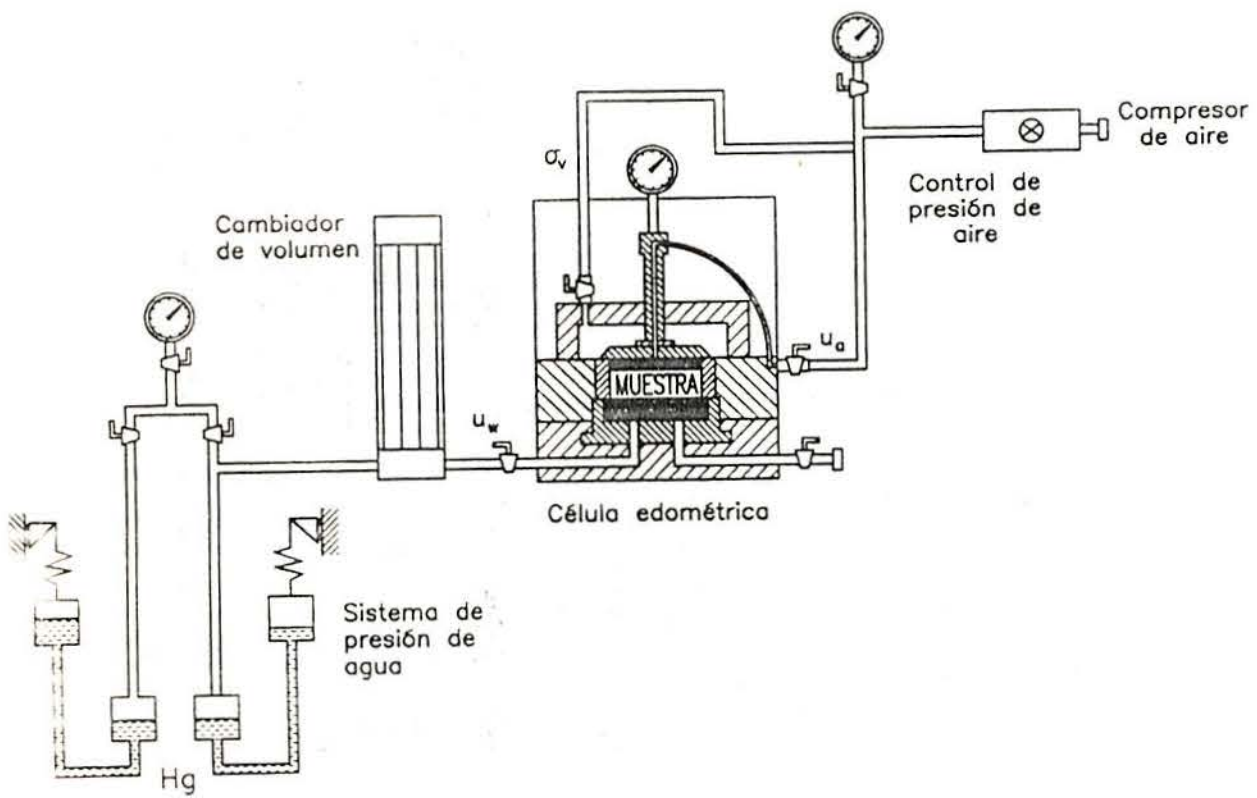


Figura 3.2 - Esquema del edómetro con sus equipos auxiliares.



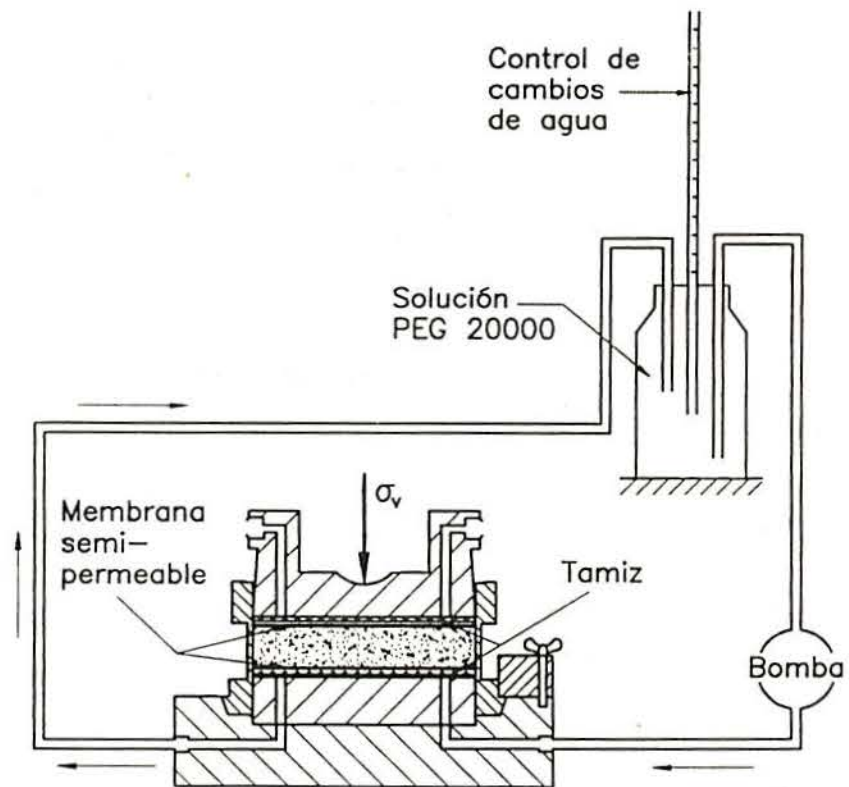


Figura 3.3 - Esquema del dispositivo edométrico con succión controlada (Delage et al,1987)

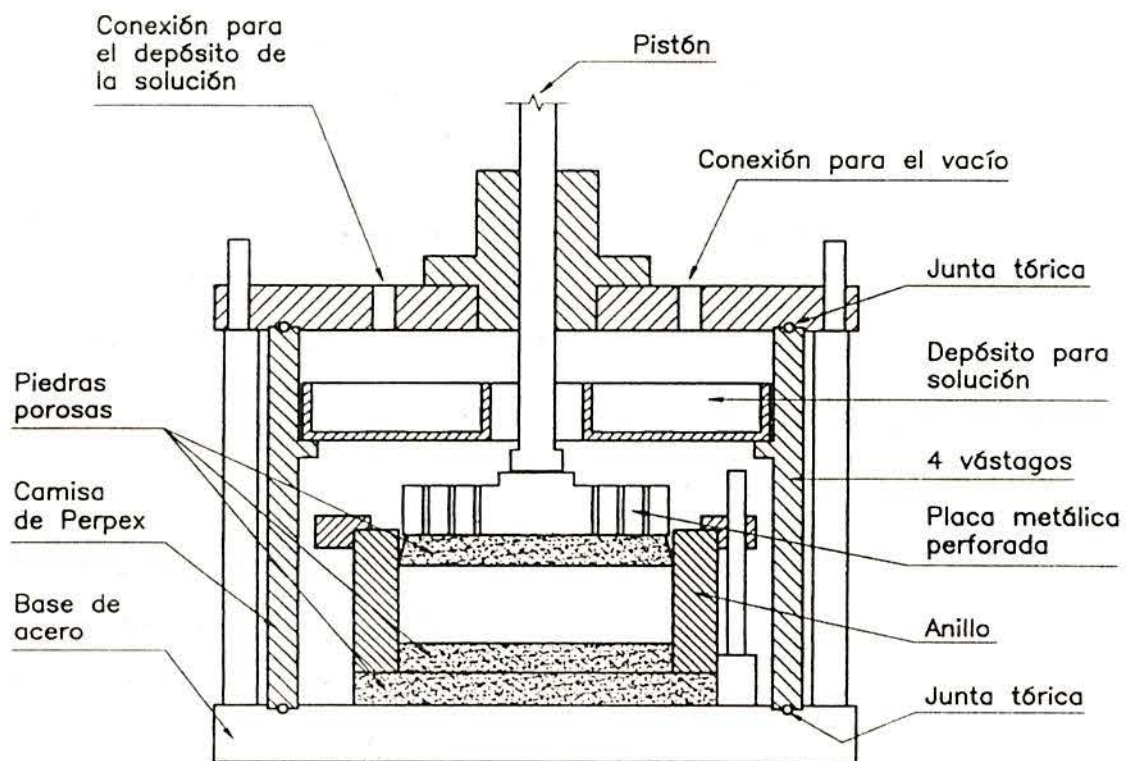


Figura 3.4 - Edómetro con control de la presión de vapor  
(Esteban y Sáez,1988).

### 3.2.3.- Célula Edométrica de Succión Controlada y con Medida de Tensión Horizontal

El edómetro de succión controlada con medida de tensión horizontal está basado en el edómetro con control de succión. El sistema de medida de tensión lateral se realiza por medio del anillo durante el ensayo.

Cuéllar (1978) modificó el edómetro de succión controlada de Escario (1969) con el fin de cuantificar las presiones laterales de hinchamiento producidas en éste (figura 3.5). Las medidas de tensiones son efectuadas a través de un anillo con banda extensométrica en su interior.

Schreiner (1988) desarrolló células edométricas que permiten las medidas de tensión lateral durante el ensayo (figura 3.6).

El esquema del anillo utilizado está en la figura 3.7. El anillo tiene un diámetro exterior de 110 mm, diámetro interior de 70 mm y una altura de 20 mm. Para las lecturas de la tensión horizontal se utilizó un sistema de galgas pegadas en el centro de la sección del anillo portamuestra. Los cables de conexión se sacaron al exterior por medio de un conducto hermético. Las medidas de las deformaciones experimentadas por la banda se cuantifican por medio de un puente extensométrico.

El equipo fue desarrollado por ISMES y está compuesto por un cuadro de control de bomba, la bomba, el transductor de presión y el sistema de adquisición de datos (figura 3.8).

Los ensayos realizados en la célula edométrica de succión controlada y con medida de tensión horizontal no fueron satisfactorios para ser presentados en esta investigación. Durante los ensayos, el anillo de la figura 3.7 presentó problemas en las galgas extensométricas. Se ha construido un nuevo anillo, sin embargo, los resultados obtenidos no representaba el comportamiento de los suelos expansivos.

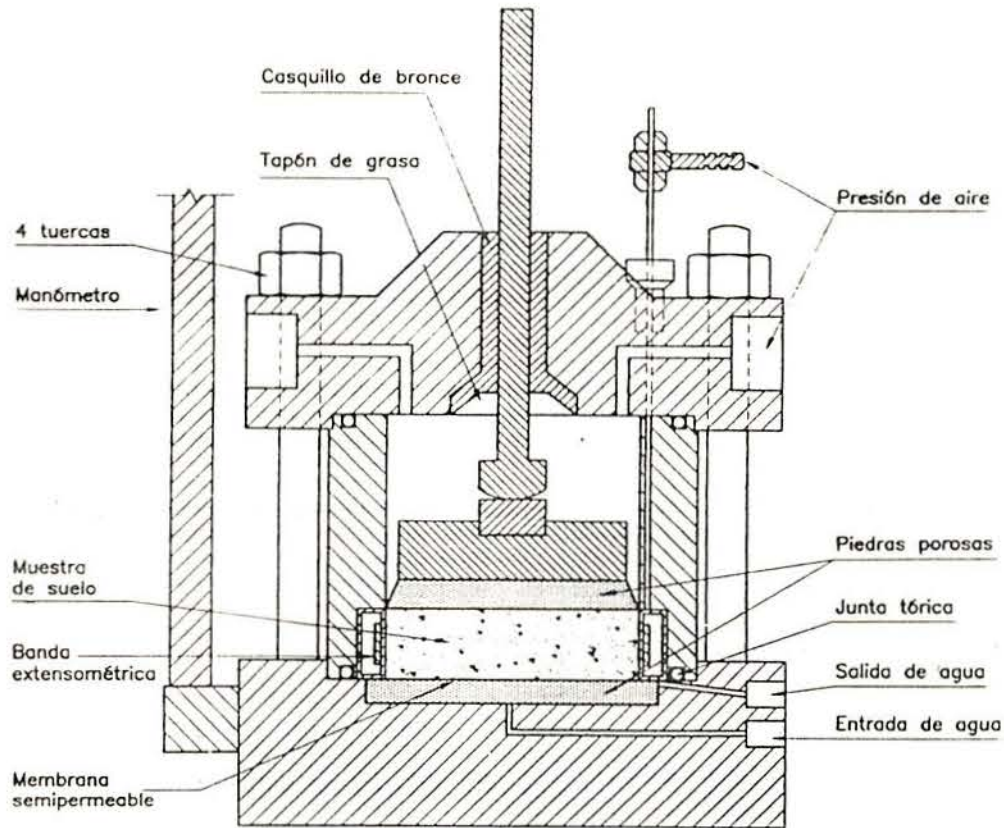


Figura 3.5 - Edómetro de succión controlada modificado por Cuéllar(1978) para medir la tensión horizontal.

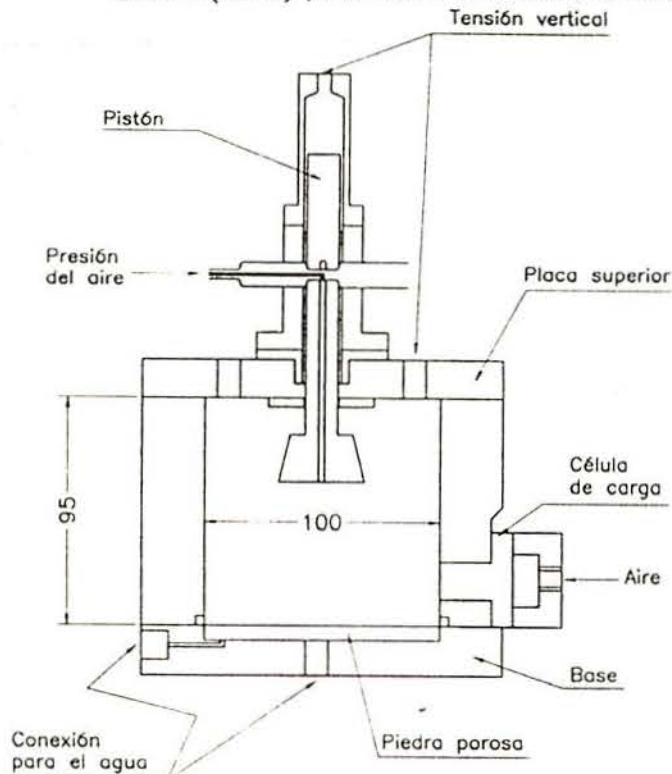


Figura 3.6 - Edómetro con control de la tensión lateral (Schreiner, 1988).

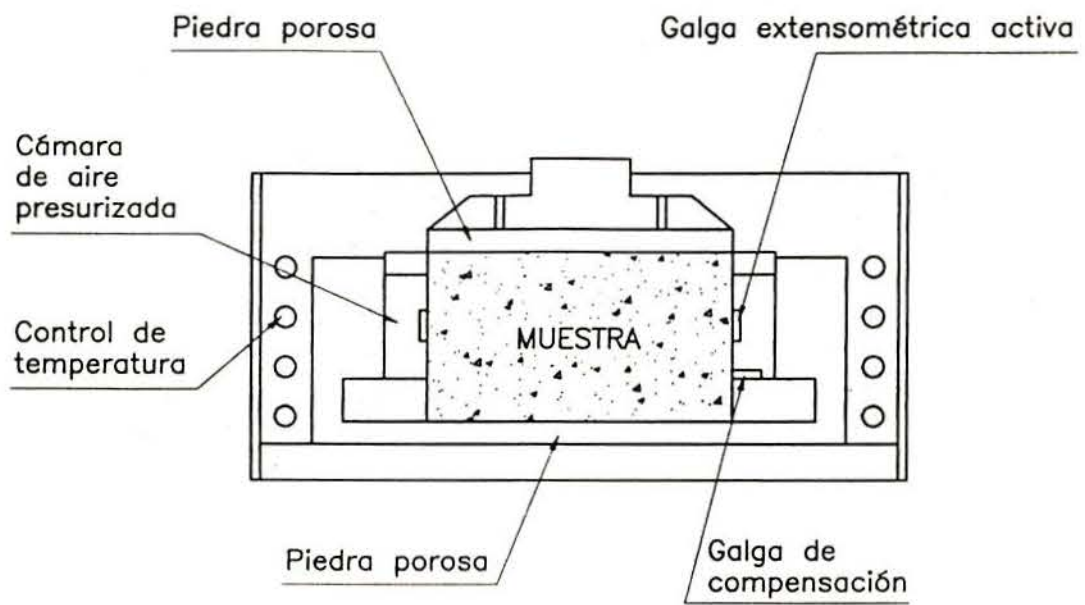


Figura 3.7 - Esquema del anillo de tensión horizontal.

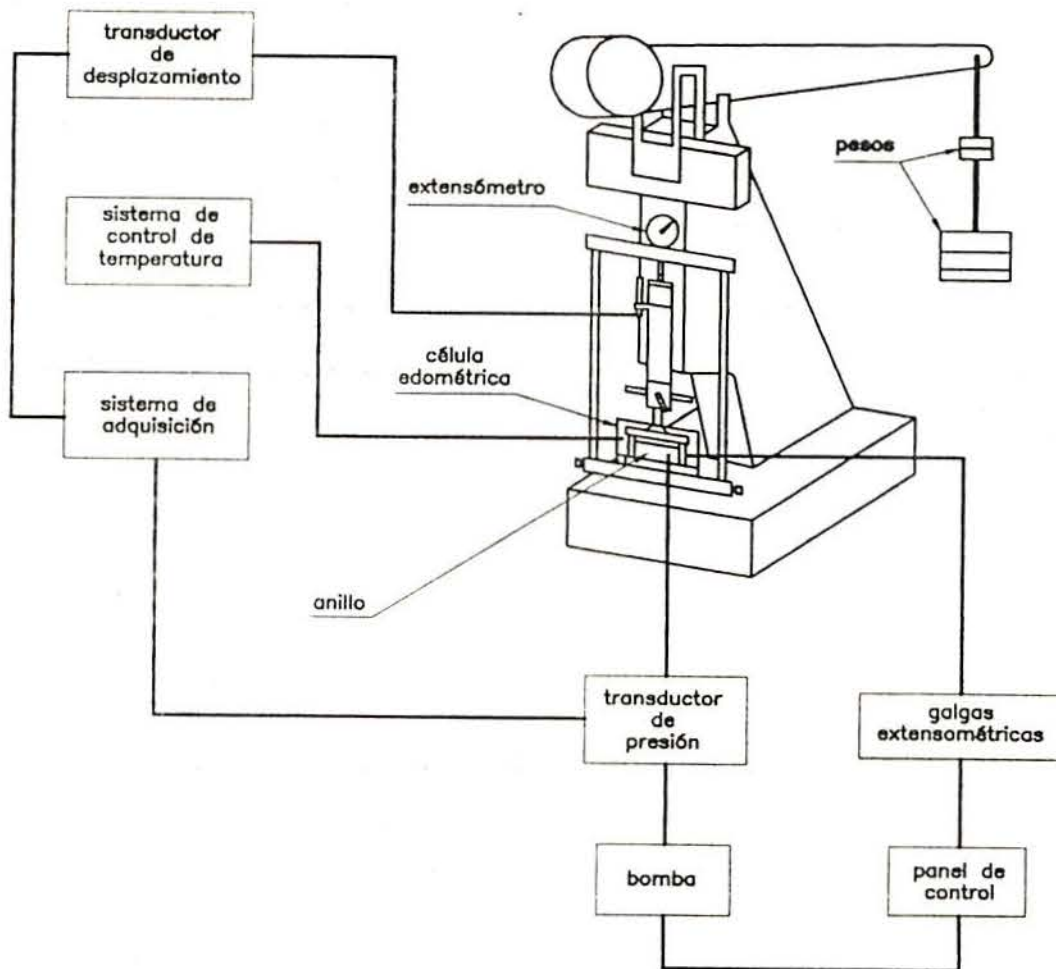


Figura 3.8 - Esquema de edómetro de tensión horizontal y sus equipos auxiliares (ISMES).

### 3.2.4.- Equipos Auxiliares Utilizados en los Edómetros con Control de Succión

Los equipos auxiliares utilizados fueron el de presión de aire, de presión de agua, de control de la succión y medidor de cambio de volumen. Para mantener la presión de aire en el sistema hasta valor máximo de 1 MPa (10 kgf/cm<sup>2</sup>) se utilizó un compresor. Varios tipos de reguladores fueron utilizados para permitir mantener una presión constante en la muestra.

La presión de cola que se transmite en la muestra se reguló con el sistema de potes de mercurio autocompensados. La presión aplicada se obtiene a partir de la diferencia de altura entre la superficie libre de dos cilindros llenos de mercurio y conectados entre sí con un tubo flexible. Para controlar la succión se optó por medir separadamente la presión de aire y la presión de agua.

El indicador de cambio de volumen fue construido para medir con precisión la cantidad de agua que salía de la muestra durante el ensayo. La bureta tiene capacidad de 10 cm<sup>3</sup> (figura 3.9).

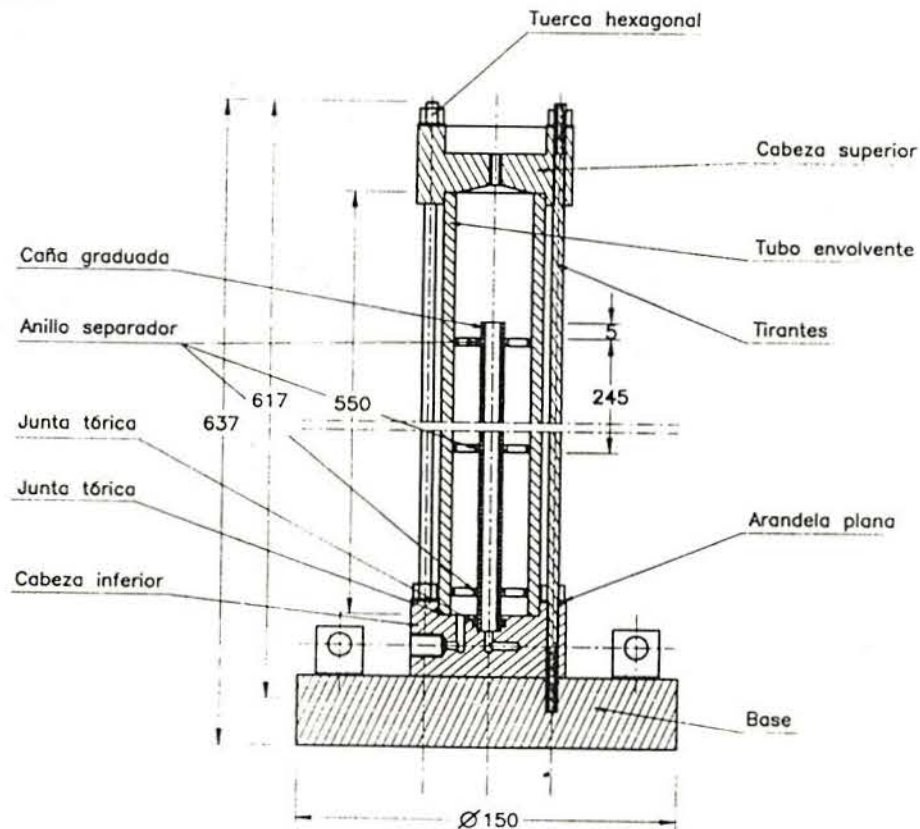


Figura 3.9 - Esquema del cambiador de volumen.

## 3.3.- MEDIDAS DE SUCCION

## 3.3.1. - Introducción

Según Croney et al (1958), Croney y Coleman (1960), Aitchison y Richards (1965), Hillel (1971), Richards (1980), Daniel et al (1981) entre otros, existen diversas técnicas para medir la succión del suelo tanto en laboratorio como en el campo. Esas técnicas se pueden dividir en dos grupos: *métodos directos* y *métodos indirectos*. Entre los métodos directos se encuentran la placa de succión, la centrífuga, el tensiómetro y el aparato de membrana de presión (célula de presión). Entre los métodos indirectos están el desecador de vacío, la balanza de sorción, el psicrómetro y el papel de filtro. La tabla 3.1 presenta los métodos de determinación de la succión usualmente utilizados con sus rangos de succión.

METODO	INTERVALO (pF)	COMPONENTE DE LA SUCCION	PLANTEAMIENTO	REFERENCIA
Placa de Succión	0 - 3,0	Matricial	Mecánico	Croney y Coleman (1960), Coleman y Marsh (1961)
Membrana de Presión	0 - 4,2 0 - 5,2* 2 - 5,1**	Matricial	Mecánico	Richards (1941), Coleman (1958) y Richards (1980)*, Justo (1982)**
Desecador de vacío	4,5 - 7	Total	Termodinámico	Aitchison y Richards (1965), Baker et al (1973)
Psicrómetro	3,0 - 4,9 6,0 y 18*	Total o Matricial	Termodinámico	Spanner (1951), Snethen (1977), Daniel et al (1981) Justo (1982)*
Papel de Filtro	0 - 6,2	Matricial Total*	Termodinámico	Gutierrez-Guevara (1985), Duran (1986)*

Tabla 3.1 - Métodos de Medida de la Succión.

La *placa de succión* está basada en el establecimiento de una diferencia de presiones en una placa porosa, mediante la aplicación directa de una succión a la parte inferior a través de una bomba de vacío, mientras la parte superior se mantiene a la presión atmosférica.



Este procedimiento no permite medir valores de succión superiores a un pF de 3, porque el agua entra en cavitación, o sea, el aparato se utiliza para valores comprendidos entre pF=0 y pF=3.

La *centrífuga* consiste en la aplicación de un elevado campo gravitatorio constante, a una muestra de suelo colocada sobre una columna porosa saturada que en la base dispone de agua a la presión atmosférica. El intervalo de succión del aparato está entre un pF 3 y pF 4,5.

El *tensiómetro* permite determinar la succión "in situ". Su fundamento es el mismo que el de la placa de succión utilizada en laboratorio. El sistema consta de una célula porosa con agua desairada (cuya succión se equilibra con la del suelo), un instrumento de medida de la succión de la célula porosa y un sistema cerrado de tuberías con agua desairada. Con este procedimiento no es posible medir succiones "in situ" superiores a un pF de 3.

El procedimiento de la *membrana de presión* está basado en el principio de traslación de ejes, es decir, que la fase líquida sufre un aumento de presión igual al de la fase gaseosa. La gran ventaja está en disponer de un rango de succiones suficientemente amplio para ser utilizado en muchas las aplicaciones prácticas en geotecnia.

El *deseCADOR de vacío* consiste en mantener la muestra el tiempo necesario en un ambiente, cuya humedad relativa permanece constante. La humedad relativa en equilibrio se corresponderá con una succión del suelo que se determina por medio de la fórmula psicrométrica. En este procedimiento es necesario efectuar un control cuidadoso de la temperatura.

La *balanza de sorción* consiste en medir directamente la presión de vapor de aire en contacto con la muestra a través de un manómetro de aceite,. El rango de aplicación de este método es pF 4.5 a 7.

Los procedimientos adoptados en esta tesis, para la medida de la succión antes de los ensayos edométricos y después de la preparación de las muestras, fueron las técnicas del psicrómetro y del papel filtro para la medida de succión. Estos métodos serán descritos con más detalle a continuación.

### 3.3.2.- Técnica del Psicrómetro

El psicrómetro es un instrumento utilizado en meteorología para indicar la humedad relativa de la atmósfera en que es colocado, mediante la medida de la diferencia entre las temperaturas registradas en dos termómetros, uno con bulbo húmedo y otro con bulbo seco.

La técnica empleada en el psicrómetro para medir la humedad relativa en el suelo, se basa en el fenómeno de enfriamiento Peltier (Spanner, 1951). El método consiste en determinar la succión total del suelo a través de medidas de la humedad relativa del aire del suelo en equilibrio con la interfase suelo-agua.

Teóricamente, el dominio de aplicación de esa técnica no tiene limitación y se extiende a toda la gama de valores de pF. Sin embargo, los estudios realizados por Verbrugge (1976), Snethen et al (1977) y Daniel et al (1981) constatarán que existen límites para valores bajos de succión (cerca de 0.1 MPa) y para valores altos de succión (entre 6 MPa y 8 MPa). Estas limitaciones están asociadas a las dificultades de la condensación de la gotita, a humedades relativas muy bajas o succión muy altas, y también a la propia sensibilidad de los aparatos de medida.

El aparato consiste en un termopar de alambre, a través del cual se induce una corriente de intensidad suficiente para que, al pasar durante cierto tiempo a través de la unión del termopar, expuesta a la atmósfera del suelo, se produzca un enfriamiento por debajo del punto de rocío, lo que produce una condensación del vapor de agua de la atmósfera en la unión del termopar. Luego se interrumpe el paso de la corriente y la gotita condensada se evaporará, lo que provoca la correspondiente reducción de la temperatura en la unión del termopar. Este cambio de temperatura induce una débil corriente entre la unión del termopar y la unión de referencia, que es medida por un microvoltímetro.

La calibración del psicrómetro se realiza a través de ensayos con soluciones salinas (cloruro de sodio), que producen determinadas humedades relativas de acuerdo con su concentración, a las cuales se puede calcular la succión correspondiente.

La ventaja del psicrómetro está en la facilidad de obtener varias medidas de succión, por el hecho de que la generación de la gotita de agua se realiza sin necesidad de acceder físicamente a la unión. También se considera que no existen otras influencias significativas en los valores determinados, tales como alteraciones en la velocidad de transferencia de humedad entre el psicrómetro, el aire y el suelo ni variaciones de temperatura.

Richards (1980) y Edil y Motan (1984) comentan, sin embargo, que los valores obtenidos a través del psicrómetro difieren en ocasiones los obtenidos por otros métodos.

### 3.3.3.- Técnica del Papel Filtro

Ese método indirecto fue propuesto inicialmente por Gardner (1937), y consiste en determinar el potencial del agua en el suelo por medio del potencial del agua retenida en un medio poroso (papel filtro). La técnica consiste en colocar un papel filtro con características de retención conocidas junto con una muestra de suelo en un recipiente hermético hasta alcanzar el equilibrio entre el potencial de la humedad en el papel y el potencial de la humedad del suelo. Para evaluar el potencial de succión del suelo es necesario acceder a la curva de retención conocida previamente por la calibración del papel filtro (Fawcett y Collis-George, 1967).

Posteriormente, se introdujeron cambios en esta técnica para eliminar algunos riesgos y dificultades. Hoy puede ser usada mediante las técnicas gravimétricas de determinación de la humedad del suelo. Recientemente esta técnica ha sido estudiada para medidas de succión total por Duran (1986) y de succión matricial (Gutiérrez-Guevara, 1985).

Para la determinación de la succión total, el papel de filtro es colocado seco en un recipiente hermético, pero no en contacto directo con el suelo. El equilibrio entre la succión del suelo y del papel filtro se alcanza a través de la fase de vapor, incluyéndose así el efecto de las sales disueltos en el agua.

Para obtención de la succión matricial, el papel filtro y el suelo son colocados en contacto directo, permitiendo que las sales disueltos en el agua sean transferidas al papel de filtro. El efecto de las sales estará presente tanto en el agua del papel filtro como en el agua del suelo.

Las principales ventajas y dificultades del método han sido presentadas por McQueen y Miller (1968). La precisión del método está relacionada con el sistema de medida de la humedad del papel filtro. En la actualidad este método tiene una gran aplicación debido a su sencillez y también, porque no requiere equipos específicos para su ejecución (Chandler y Gutiérrez, 1966; Hamblin, 1981).

Según McQueen y Miller (1968) la precisión que se puede obtener con este procedimiento es comparable con la de los otros métodos con rangos limitados de utilización.

Algunos estudios recientes de laboratorio de Marinho y Chandler (1993) permiten medir la succión inicial tras la compactación de mezclas de arcilla y arena en proporción variable bajo diferentes contenidos de humedad. La técnica mediante el papel filtro fue utilizada por los citados autores para medir la succión en este caso. Se observó que para cambios pequeños de humedad producen variaciones importantes en la succión inicial (figura 3.10).

Otras dificultades en la utilización de este método, tales como el tiempo necesario para obtener el equilibrio de humedad entre el suelo y el papel filtro y la histéresis que surge debido a la humedad del papel filtro antes de iniciar el ensayo han sido descritas (Delage, 1989).

El tiempo necesario para que la humedad del papel esté en equilibrio con la succión de la muestra varia, según los autores, entre cuatro y siete días. Delage (1986, 1987, 1989) sugiere cuatro días para el caso de determinación de la succión matricial. El papel filtro debe estar protegido por otros dos, para inhibir su descomposición biológica o el ataque por hongos. En la figura 3.11 presentada por Delage (1986) se indica la determinación de la curva de retención de agua para un suelo arcilloso con un  $IP = 5\%$  y un  $5\%$  de partículas arcillosas de tamaño inferior a  $2\mu$ , utilizando la correlación de Parcevaux (1980).

Schreiner (1988) hace una revisión completa de estos aspectos, considerando la precisión del método de acuerdo con los rangos de humedad y succión empleados. En la figura 3.12 se presentan resultados de succiones medidas a través del método de papel de filtro y del psicrómetro, encontrándose una buena concordancia para una arena limosa (Daniel et al, 1981).

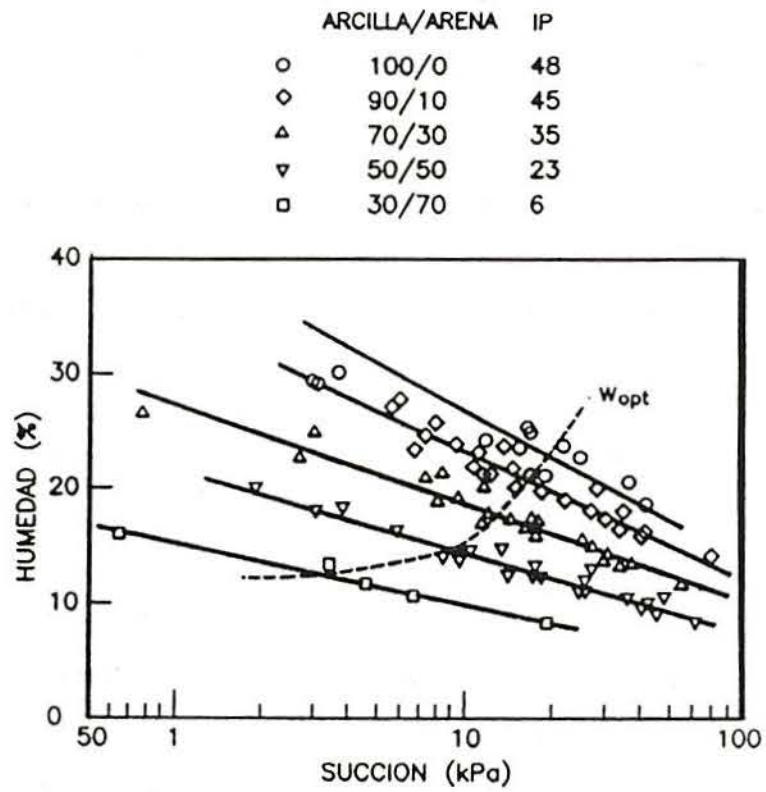


Figura 3.10 - Relación entre contenido de humedad y succión para los suelos ensayados por Marinho y Chandler (1993).

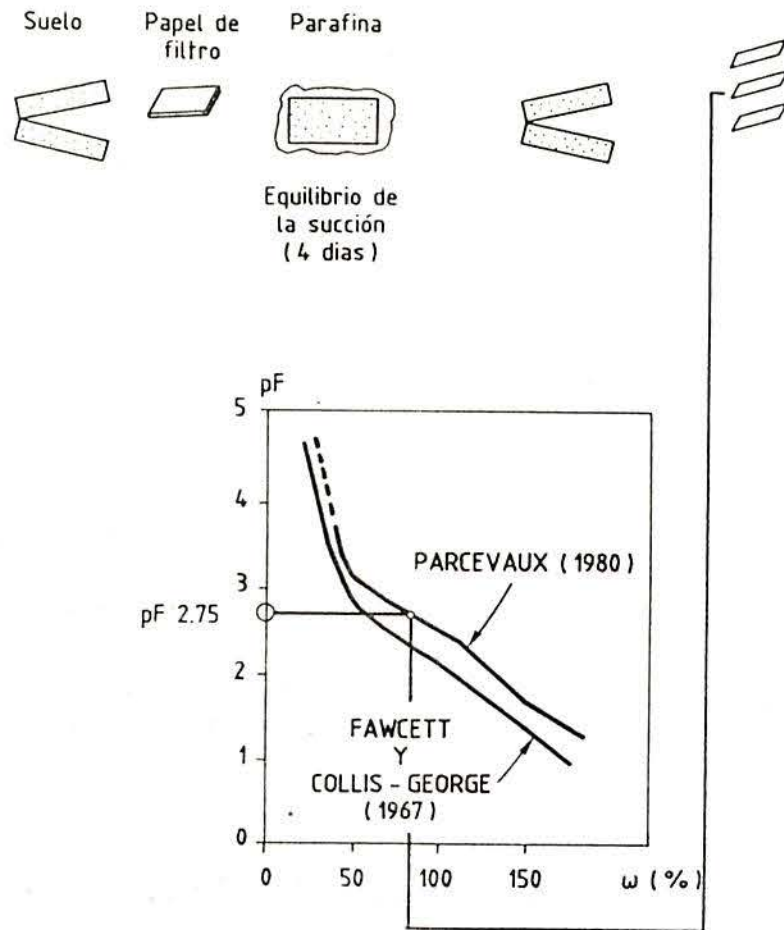


Figura 3.11 - Curva de succión del suelo determinado con el método del papel de filtro (Delage, 1986).



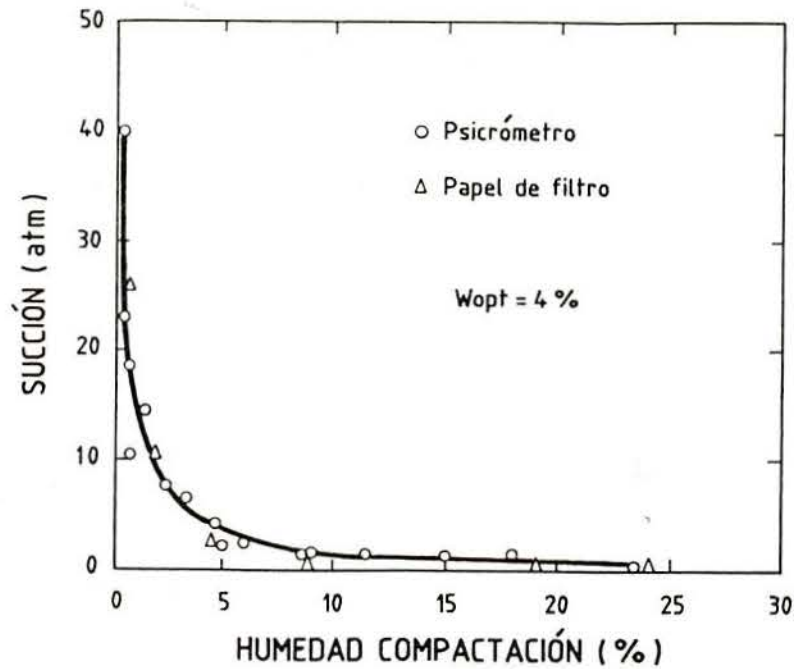


Figura 3.12 - Medidas de succión obtenidas mediante psicrómetro y papel filtro en una arena limosa compactada (Daniel et al, 1981).

En este caso la técnica para determinar la succión del suelo a través del papel filtro consistió en colocar papel filtro del tipo Whatman nº 42 dentro de una hendidura en la muestra, protegido por papel de aluminio para evitar la evaporación y una bolsa plástica durante 5 días hasta alcanzar el equilibrio. Después de llegar al equilibrio entre la humedad del suelo y del papel filtro, se extrajo el papel y se determinó la humedad adquirida por él.

Por medio de la correlación entre la humedad y la succión se obtiene la succión del suelo. Son varias las correlaciones propuestas para determinar la succión en suelos arcillosos y plásticos. Fawcett y Collis-George (1967) citados por Chandler y Gutiérrez (1986), obtuvieron una correlación entre ambas magnitudes (humedad y succión) para el papel de filtro de tipo Whatman nº 42. Hamblin (1981) obtuvo resultados similares. Para valores de succión de 2,9 pF hasta 4,8 pF, el mejor ajuste fue obtenido con la expresión:

$$pF = 5.85 - 0.0622\omega p \quad \text{ec.(3.1)}$$

o

$$S = \gamma_{\omega} 10^{(3.850-0.0622\omega p)} \quad \text{ec.(3.2)}$$

donde:

$\omega p$  = Humedad ganada por el papel de filtro utilizado.

$\gamma_{\omega}$  = peso específico del agua.

Chandler y Gutiérrez (1986) compararon esta correlación propuesta por Fawcett y Collis-George (1976) y Hamblin (1986), y obtuvieron coincidencias aceptables en los mismos rangos de tensiones (figura 3.13). Otros investigadores encontraron que para succiones menores que 80 kPa, el método era poco confiable, y la correlación dejaba de ser lineal en ese punto.

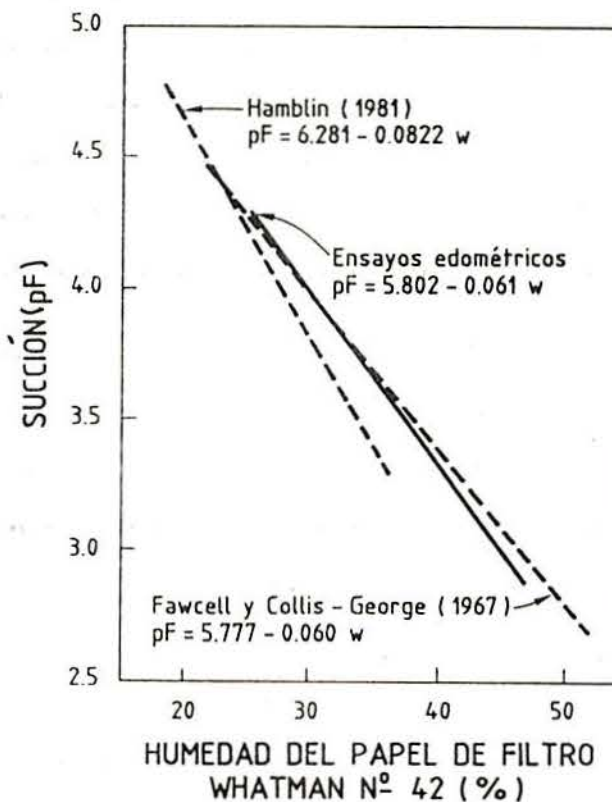


Figura 3.13 - Correlaciones en función del papel de filtro Whatman n° 42 (Chandler y Gutiérrez, 1986).

### 3.4.- MEMBRANAS SEMIPERMEABLES

En este apartado se describen las características de la membrana semipermeable empleada en los ensayos edométricos con control de succión.

#### 3.4.1.- Aspectos Generales

Las membranas semipermeables son de celulosa regenerada (tipo "visking") y han sido desarrolladas para los aparatos de diálisis que se utilizan en análisis clínicos. Su aplicación en las ciencias del suelo empezó con el aparato desarrollado por Richards (1941) para fines agrícolas. Estas membranas están constituidas por celulosa, glicerina, agua y una pequeña cantidad de azufre que suele eliminarse con el lavado que se realiza durante la fase de saturación. La saturación se realiza por inmersión de la membrana durante un intervalo de 3 a 5 minutos. En este período su espesor puede aumentar hasta un 50% respecto a su valor seco, mientras que en superficie su área tendrá un incremento anisotrópico mayor en el sentido perpendicular a la dirección de sus fibras.

El papel de la membrana semipermeable consiste en permitir el libre acceso de agua libre a la muestra por su parte inferior, sin dejar en cambio que la presión de aire se pierda a través de la misma. La figura 3.14 muestra el esquema de la succión que se establece en la muestra del suelo al llegar al equilibrio. Al cabo de un cierto tiempo, la succión es igual a la presión de aire aplicada.

El tamaño medio del radio de sus poros es de  $24 \text{ \AA}$ , lo que permite el paso al agua y de los elementos de bajo peso molecular. Según Schreiner (1987), el diámetro de los poros de las piedras porosas de alta presión de entrada de aire es cerca de 200 veces el de los iones hidratados y otros de tamaños similar. También los iones hidratados de calcio ( $6 \text{ a } 10 \text{ \AA}$ ) y otros de tamaño similar pasarán fácilmente a través de las membranas.

Aunque se definan como semipermeables, las membranas también permiten el paso del aire con una pérdida de un 2% de la presión en 24 horas, lo que corresponde a una difusión al nitrógeno de  $1.3 \times 10^{-6} \text{ cm}^3/\text{cm}^2/\text{s atm}$  (Coleman, 1959). Al utilizar la membrana semipermeable se deben tener en cuenta otros factores tales como: contacto existente entre la muestra y la membrana, permeabilidad, deformabilidad y la rapidez de saturación.

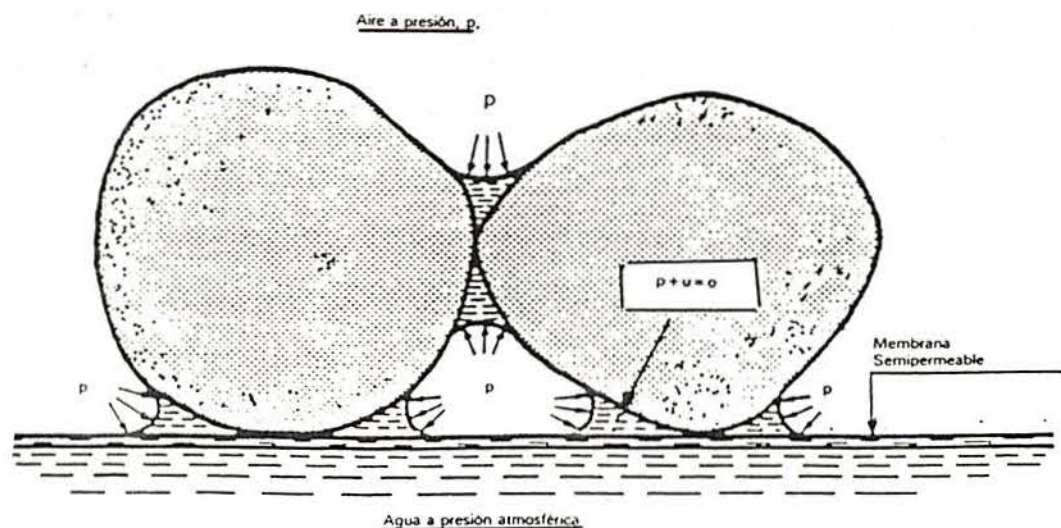


Figura 3.14 - Esquema indicando el papel de la membrana semipermeable.

### 3.4.2.- Efecto del Contacto entre la Muestra y la Membrana

El contacto existente entre la muestra y la membrana puede modificar de forma significativa los tiempos de equilibrio de humedad. Este tiempo de equilibrio también está relacionado con la sobrecarga aplicada. Jucá (1990) estudió el efecto de contacto de la muestra con la membrana para diferentes sobrecargas. Se observó que la sobrecarga tiene una importancia en los tiempos de equilibrio (Figura 3.15). La sobrecarga aplicada debe mejorar el contacto entre la probeta y la membrana, pero puede alterar de forma significativa la estructura del suelo. La utilización de una pequeña sobrecarga con objeto de aumentar el contacto entre la probeta y la membrana puede reducir a la tercera o cuarta parte el tiempo de equilibrio de humedad de acuerdo con Jucá (1990). El citado autor con objeto de investigar este aspecto se ha realizado una campaña de ensayos con muestras sometidas a diferentes sobrecargas para aumentar el contacto con la membrana.

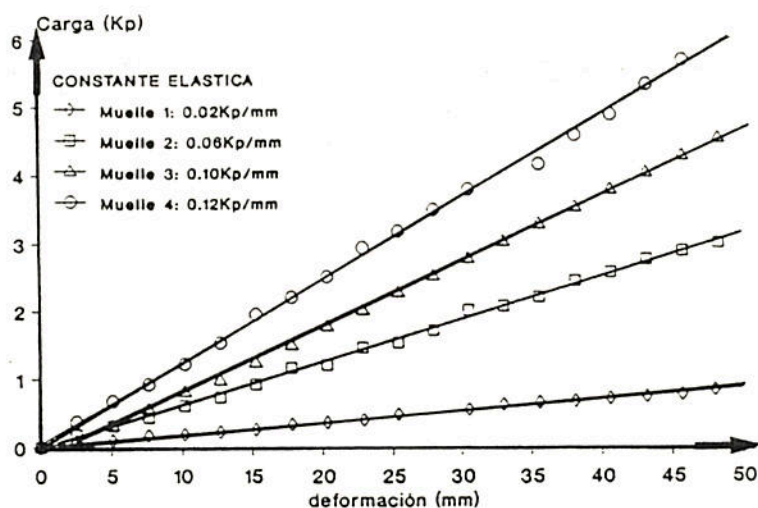


Figura 3.15 - Relación carga-deformación para diversas sobrecargas (muelles) realizada por Jucá (1990).

## 3.4.3.- Permeabilidad de la Membrana Semipermeable

Según Richards (1985) y Delage et al (1987), la permeabilidad de la membrana semipermeable en condiciones saturadas es del orden de  $10^{-11}$  a  $10^{-12}$  m/s. El flujo del agua en forma de vapor es de  $0.001 \text{ cm}^3/\text{día}$  (Coleman, 1959) lo que permite prever tiempos de equilibrio de humedad muy largos para las condiciones en que no exista un buen contacto entre el suelo y la membrana.

Jucá (1990) realizó ensayos de permeabilidad de la membrana a través del aparato de membrana de presión. El referido autor presenta en la figura 3.16 los resultados de variación de agua expulsada respecto al tiempo para diferentes espesores de membrana. El mismo autor realizó también el ensayo de cambio de humedad en el mismo aparato, utilizándose arcilla gris de Madrid sometida a una succión controlada de 2,0 MPa. Como se puede observar en la figura 3.17 las diferencias obtenidas con respecto al espesor no fueron significativas. Además se ha realizado un estudio sobre la influencia del gradiente de presión del aire en el caudal, empleando la membrana de 0,10 mm de espesor en condiciones de completa saturación (figura 3.18).

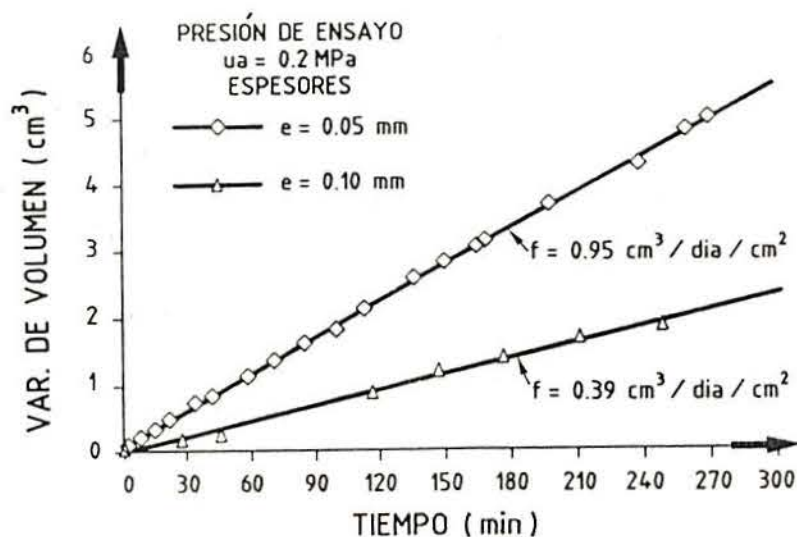


Figura 3.16 - Valores de flujo de agua con respecto al tiempo para diferentes espesores de membrana (Jucá, 1990).

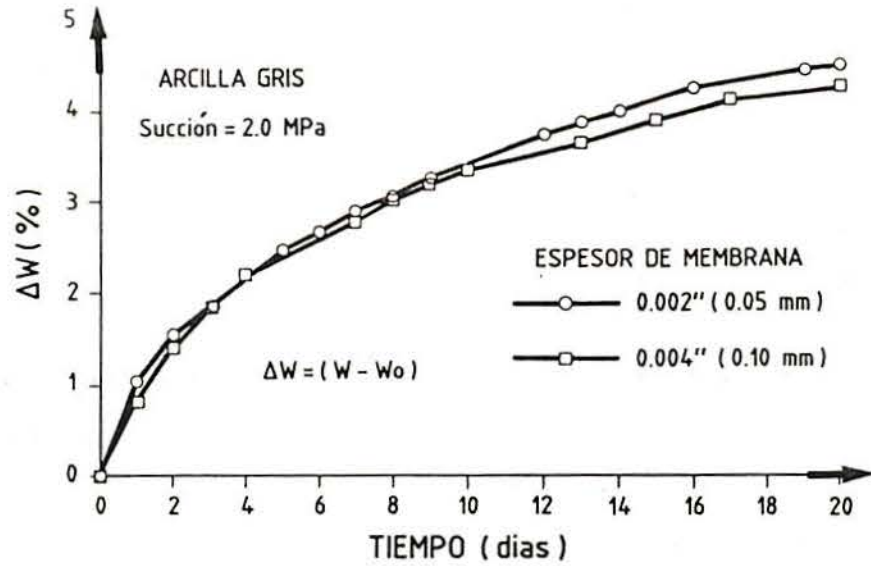


Figura 3.17 - Variación de humedad con respecto al tiempo para diferentes espesores de membrana de una arcilla gris de Madrid (Jucá,1990).

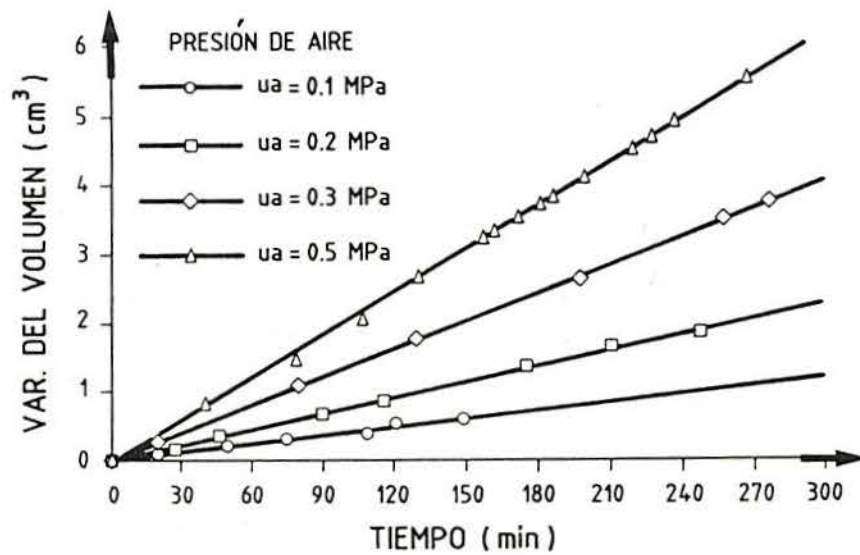


Figura 3.18 - Volumen de agua expulsada con respecto al tiempo para diferentes gradientes de presión (Jucá, 1990).

### 3.4.4.- Deformabilidad de la Membrana

Escario y Sáez (1987) realizaron un detallado estudio de las características de deformabilidad de las membranas y de la célula edométrica para diferentes valores de succión y presiones externas.

La figura 3.19 presenta la deformabilidad de la membrana para varios valores de presión de aire y de carga vertical. Una carga nula aplicada sobre una membrana con una presión de aire de 50 kPa origina una deformación de aproximadamente 0.5% en relación al espesor de la muestra. El aumento de la carga vertical incrementa la deformación.

La deformación de la membrana puede llegar hasta 1,2% para una presión de aire de 20 kPa y una presión vertical de 20 kPa. La disminución de la presión de aire introduce un pequeño hinchamiento de la membrana variando de 0.015% a 0.042% para una carga vertical de 20 kPa a 1.0 kPa. Para una carga vertical nula es de 0,24% (Escario y Sáez, 1973). El hinchamiento producido se trata de una deformación irrecuperable de la membrana.

Aitchison y Martin (1973) presentan también un estudio sobre la deformabilidad de la membrana semipermeable con espesor de 0.0090 cm. El espesor de la membrana cuando está húmeda es de 0.0190 cm. El hinchamiento producido por esta membrana es de 0.01 cm y 0.5% frente a altura de la muestra de 2cm. Verificaron también la deformabilidad de la membrana con la carga vertical (figura 3.20). Como se puede observa, los autores citados relacionan la deformabilidad de la membrana semipermeable con la carga vertical y la presión de aire.

Las medidas de deformaciones en la muestra sometida a trayectorias tensionales (humedecimiento-carga) se consideran tanto las deformaciones producidas por la membrana semipermeable como las deformaciones producidas por solicitaciones externas.



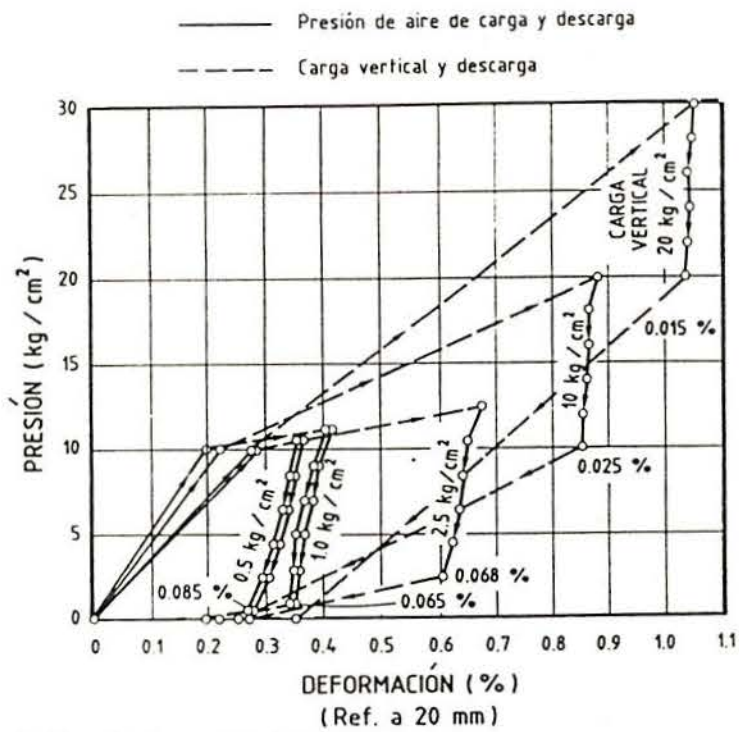


Figura 3.19 - Deformabilidad de la membrana semipermeable para diversas cargas verticales y presiones de aire según Escario y Sáez (1987).

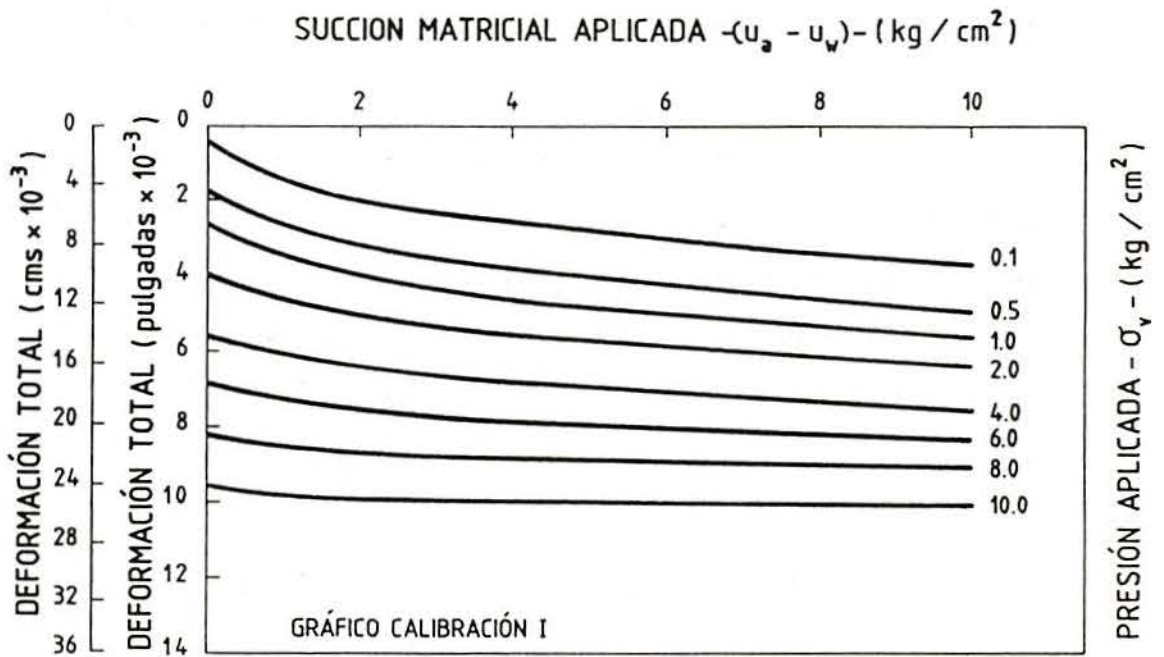


Figura 3.20 - Deformación de la membrana semipermeable según Aitchison y Martin (1973).

### 3.5.- PIEDRAS POROSAS DE ALTA RESISTENCIA AL PASO DEL AIRE

Las piedras porosas de alta resistencia al paso del aire presentan el mismo comportamiento que las membranas semipermeables. Las piedras permiten el paso al agua y a las moléculas de los elementos de bajo peso molecular. Según Schreiner (1987), el diámetro de los poros de la piedra porosa de alta resistencia de aire de 15 bar, es cerca de 200 veces el diámetro de los iones hidratados de calcio (6 a 10 Å) y otros de tamaño similar.

La tabla 3.2. presenta resultados de permeabilidad al agua de las piedras porosas ensayadas por diversos autores. Sus valores están relacionados con la presión de entrada de aire.

VALOR LIMITE DE P <sub>e</sub> (bar)	PERMEABILIDAD (m/s)	REFERENCIA
1	1.4 x 10 <sup>-4</sup>	Josa (1988)
1,5	2.0 x 10 <sup>-9</sup>	Lloret (1992)
5	1,2 x 10 <sup>-9</sup>	Ho (1981)
5	2,0 x 10 <sup>-4</sup>	Maswoswe (1985)
5	3,0 x 10 <sup>-9</sup>	Toll (1988)
15	7,9 x 10 <sup>-11</sup>	Ho (1981)
15	2,2. x 10 <sup>-11</sup>	Schreiner (1988)
15	5,7 x 10 <sup>-11</sup>	Jucá (1990)

Tabla 3.2. Permeabilidad al Agua de las Piedras Porosas de Alta Resistencia (Jucá, 1990).

Jucá realizó ensayos comparativos entre la piedra de 15 bar y la membrana de 0,10 mm de espesor como se muestra en la figura 3.21. El mismo autor resaltó los siguientes aspectos:

- a) Las piedras porosas de alto valor de entrada de aire permiten un mejor control de la impedancia del sistema de drenaje por presentar un espesor constante;
- b) El movimiento del agua tiene importantes restricciones tanto para las membranas como para las piedras.

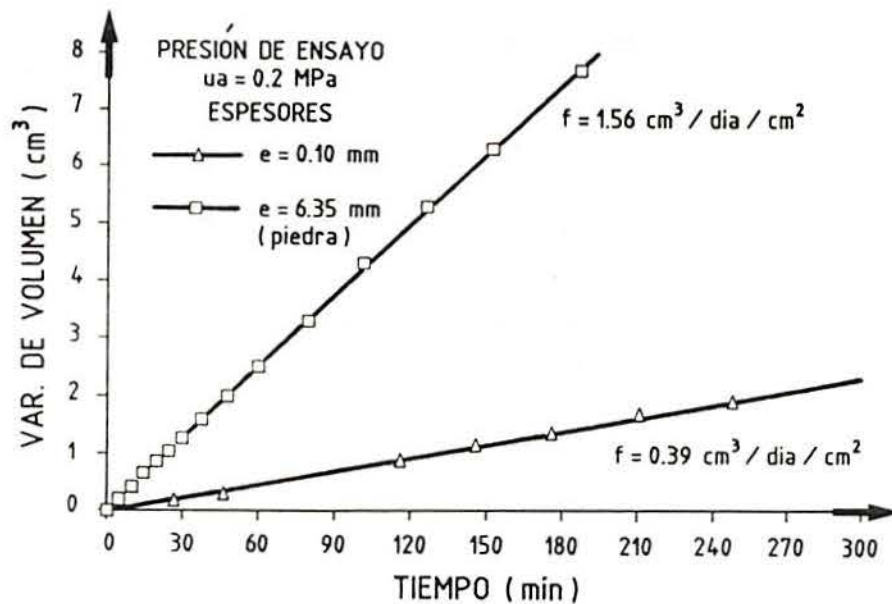


Figura 3.21 - Flujos obtenidos para la piedra porosa de 15 bar y la membrana de 0,10 mm de espesor ensayado por Jucá (1990).

## ***CAPITULO 4***

### **ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LOS CAMBIOS DE VOLUMEN DE SUELOS EXPANSIVOS**

#### **4.1.- INTRODUCCION**

En este capítulo se presentan y analizan los resultados experimentales relacionados con el programa de investigación desarrollado en laboratorio incluyendo los ensayos edométricos convencionales y con control de la succión.

El objetivo del programa de ensayos desarrollado en esta tesis ha sido estudiar los cambios de volumen (hinchamientos) en suelos expansivos no saturados. Se trató de reproducir trayectorias de tensiones en las que el suelo en una primera etapa se sometía a humedecimiento hasta la saturación, manteniendo la tensión aplicada constante. En la segunda etapa se procedía a la desaturación de la muestra con la misma tensión aplicada. En algunos casos existía una tercera etapa donde se aumentaba la tensión aplicada y se procedía nuevamente a un aumento y reducción de la succión.

Este programa de ensayos ha servido para los fines siguientes:

- *Influencia de la densidad seca (porosidad) en el comportamiento volumétrico de los suelos expansivos;*
- *Efecto de las tensiones aplicadas en el comportamiento volumétrico de los suelos expansivos;*
- *Efecto de los cambios de succión en el comportamiento volumétrico de los suelos expansivos.*

Por otro lado, el programa de ensayos ha sido elaborado con la finalidad de utilizar los resultados para evaluar la capacidad del modelo descrito más adelante para predecir el comportamiento del suelo expansivo no saturado.

## **4.2.- SELECCION DEL SUELO PARA EL ESTUDIO**

Un aspecto importante y preliminar es la selección del tipo de suelo a utilizar en la campaña de ensayos.

En este capítulo se incluye la caracterización de los suelos empleados, preparación de las probetas y estudios en laboratorio de los cambios de volumen.

Los materiales utilizados en la fase experimental son arcilla gris de Madrid, bentonita y arena.

### **4.2.1.- Características de los Suelos Estudiados**

En esta investigación se han utilizado arcilla gris de Madrid ensayada por Pousada (1984) y Jucá (1990), mezcla de bentonita con arcilla gris y mezcla de arcilla con arena.

En todos los casos se usaron muestras compactadas estáticamente con densidad y contenidos de humedad iniciales constantes para cada tipo de suelo.

#### **4.2.1.1.- Aspectos Generales**

En la presente tesis se utilizó una arcilla expansiva gris procedente de los sedimentos arcillosos del Mioceno (peñuela) de Madrid. La peñuela es una arcilla, en general dura, que en determinadas cotas, presenta fracturas en estrías. En algunas zonas se presentan con características expansivas muy fuertes aunque con magnitudes bastantes irregulares.

Anteriormente, este suelo ha sido estudiado por Escario (1970), Pousada (1984) y Jucá (1990). Más detalles sobre esa arcilla gris de Madrid pueden ser encontrados en los trabajos de los autores antes citados.

Las bentonitas son arcillas constituidas esencialmente por mineral arcilloso montmorillonita y son procedentes de la alteración de cenizas volcánicas. Actualmente la bentonita es un material comercial y se utiliza en obras geotécnicas. El material presenta un color amarillo con aspecto de polvo (tipo talco) caracterizando como bentonita sódica.

Se observó durante los ensayos previos que la arcilla gris de Madrid no contenía minerales arcillosos expansivos (ver difractograma de rayos X descritos en el apartado 4.2.1.3). Este hecho contradice los resultados de composición mineralógica citados por Pousada (1984) y Jucá (1990). De acuerdo con los resultados obtenidos en ensayos previos se utilizó mezclas de arcilla gris de Madrid con cantidades diferentes de bentonita (5%, 10% y 15%) con el objetivo de cuantificar los cambios de volumen de suelos expansivos provocado por la presencia de agua. Posteriormente, se analizó los hinchamientos producidos y se estudió con más detalles la mezcla de arcilla con 10% de bentonita. El tiempo de estabilización para cada escalón de carga utilizando esta mezcla en los ensayos edométricos con control de succión era muchas veces superior a 4 semanas. Más tarde, se optó por la utilización de la mezcla de arcilla con arena con diversos valores de pesos específicos secos.

La arena utilizada es de Houston (París, Francia) y sus características se presentan en los apartados siguientes.

#### 4.2.1.2.- Composición de los Suelos

Los análisis granulométricos empleados en la determinación de la composición de los suelos se realizaron según las normas NLT-104/72, el límite líquido según la NLT-105/72, el límite plástico según la NLT-106/72, la compactación normal según la NLT-107/76, la preparación de la muestra según la NLT-101/72 y el peso específico seco de acuerdo a la NLT-154/76.

La arcilla de Madrid es un suelo de grano fino cuyas partículas pasan en proporción superior al 97% por el tamiz nº 200 de este porcentaje el 34% tiene un diámetro equivalente menor de 0.002 mm.

La bentonita presenta 100% de partículas menor que tamiz nº 200. En la arena de Houston se observa una proporción de la fracción fina de 30%, mientras que el 50% pasa por el tamiz nº 40.

En la figura 4.1. presentan las curvas granulométricas de los suelos empleados en esta investigación.



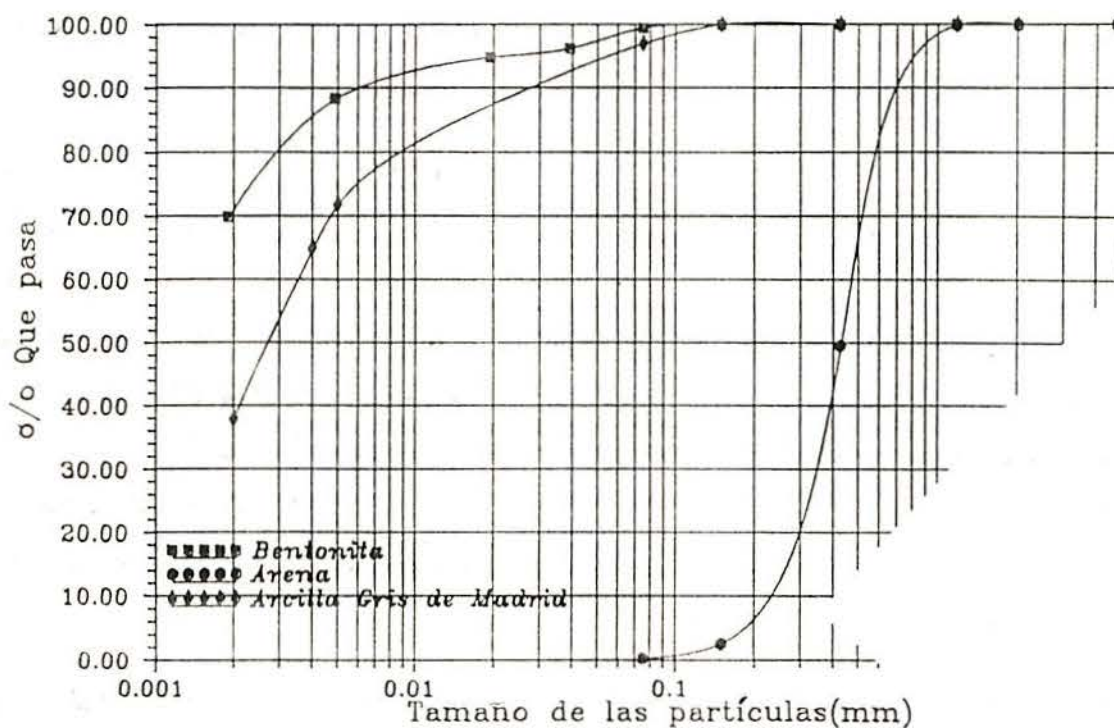


Figura 4.1 - Curvas granulométricas de los suelos empleados.

#### 4.2.1.3.- Composición Mineralógica

Según Pousada (1984), la composición mineralógica de la fracción fina de la arcilla de Madrid es compuesta de mucha cantidad de mica, media de caolinita, poca de esmectita, poca de palygorskita y muy poca de clorita. Estos resultados fueron obtenidos con microscopio electrónico por transmisión directa en un aparato Philips M.E. 300 utilizando una muestra de arcilla dispersada en agua bidestilada mediante ultrasonido (Jucá, 1990).

Para confirmar los resultados de la composición mineralógica de la fracción fina se realizaron nuevos ensayos de difractograma de rayos X en la arcilla de Madrid. El mismo ensayo se realizó para la bentonita. Este método es una de las técnicas ampliamente utilizada en la caracterización de los materiales. Permite identificar las fases minerales y determinar su concentración en la muestra.

Las figuras 4.2 y 4.3 presentan ensayos de difractograma de rayos X realizados en el departamento de Ingeniería de la Construcción, Sección de Materiales de la UPC. El equipo utilizado es un difratómetro D-500 Siemens con radiación de  $K_{\alpha}$  (luces monocromáticos) de tubo de rayo X de cobre (amplitud=1.5418), bajo unas condiciones del tubo de 40 Kv de potencia con monocromador de grafito, en un paso ("stepe can") de  $0.05^{\circ}$  de  $2\theta$  y con un tiempo de 3 segundos en un barrido de  $4^{\circ}$  a  $50^{\circ}$  ( $2\theta$ ). El método de polvo ha sido utilizado para la preparación de las muestras de arcilla gris de Madrid y bentonita. Tres procesos fueron aplicados para la obtención de las figuras 4.2 y 4.3: natural, glicolada y calcinada.

Los procesos utilizados permiten evaluar con mayor precisión la cantidad y el tipo de mineral que se presenta en la muestra. La figura 4.2 (b) y la figura 4.3 (b) comparan los resultados de tres difractogramas obtenidos por distintos procesos para arcilla gris de Madrid y para bentonita respectivamente. Se puede apreciar en la figura 4.2 (b) que los picos (reflexiones) que identifican los minerales de la muestra de arcilla gris de Madrid no se desplazaron en los tres procesos utilizados. Este hecho indica que la muestra ensayada no presenta minerales arcillosos expansivos (Moore et al.,1989). Por otro lado, en la figura 4.3 (b) se observa con evidencia los desplazamientos los picos cuando son sometidos a los tres procesos de determinación. La fase mineral de la bentonita de acuerdo con los difratogramas presenta estratificaciones que favorecen el fenómeno de expansión del material.

En la tabla 4.1. se muestran los resultados de la composición mineralógica de la fracción fina de los diversos suelos.

La arena contiene cuarzo, feldespato y mica, mientras que en la muestra de bentonita se ha identificado una porcentaje muy elevado (90%) de montmorillonita.

Los resultados de la arcilla gris de Madrid obtenidos en esta investigación difieren de los obtenidos por Pousada (1984) como se aprecia en la tabla 4.1.

MINERAL	ARCILLA GRIS	ARCILLA GRIS(*)	BENTONITA	ARENA DE HOUSTON
Mica	-	Mucha	-	Media
Caolinita	Muy poca	Media	-	Poca
Esmectita	-	Poca	-	-
Montmorillonita	-	-	Mucha	-
Palygorskita	-	Poca	-	-
Illita	Poca	-	-	-
Clorita o Chamosita	Poca	Muy poca	-	-
Cuarzo y Feldespato	Media	-	Muy poca	-
Componentes Amorfos	Muy poca	-	-	-

(\*) Identificados por Pousada (1984) y Jucá (1990)

Tabla 4.1 - Composición mineralógica de los suelos ensayados.

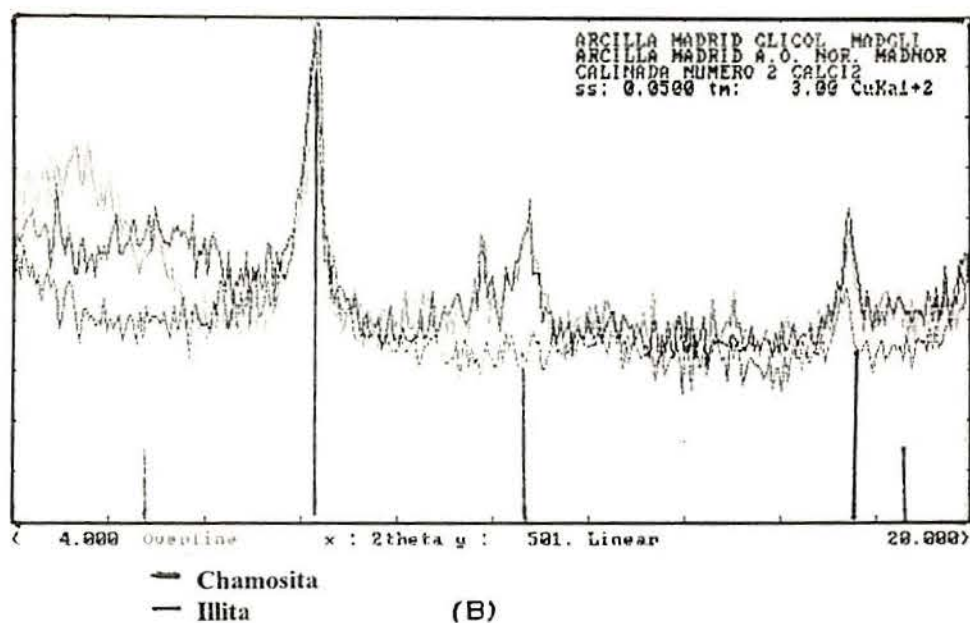
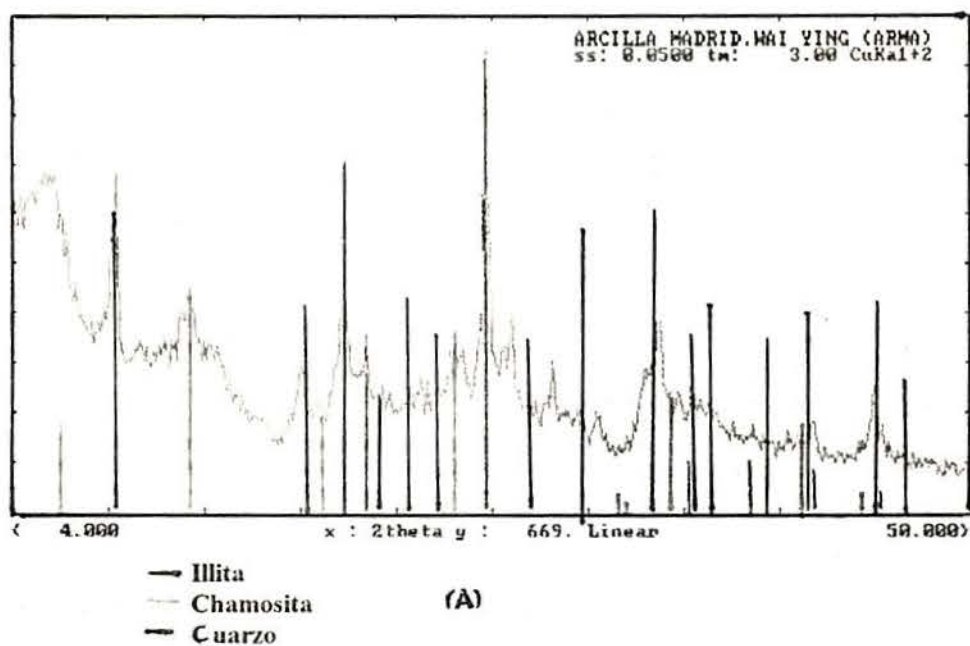


Figura 4.2 - Difractograma de rayos X para arcilla gris de Madrid. a) Natural. b) Los tres procesos (natural, calcinada y glicolada).

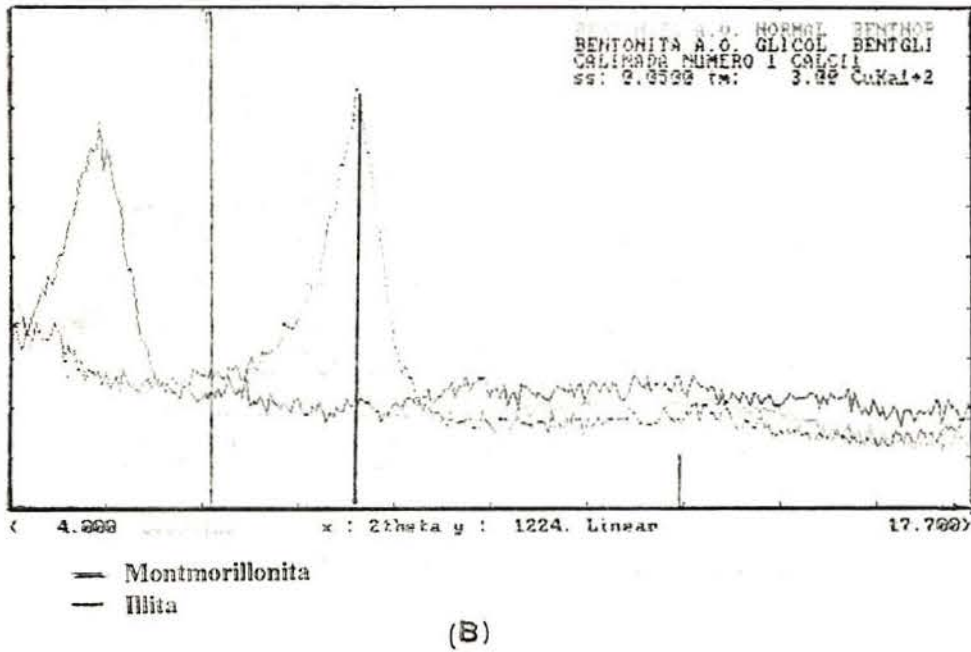
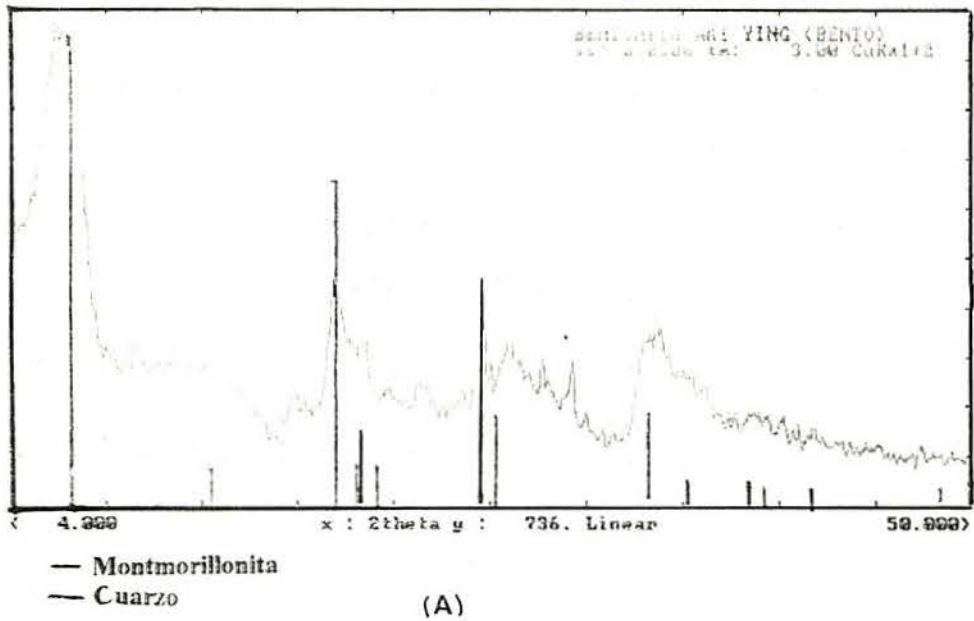


Figura 4.3 - Difractograma de rayos X para Bentonita. a) Natural. b) los tres procesos (natural, glicolada y calcinada).

#### 4.2.1.4.- Plasticidad

Los límites líquido y plástico se han determinado mediante los métodos establecidos en las normas NLT-105/72 y NLT-106/72.

Las densidades relativas (o peso específico) de las partículas sólidas ( $\gamma_s$ ), se han obtenido mediante el procedimiento del picnómetro (normas ASTM D-854).

Los valores medios que se encontraron en los diferentes suelos se indican en la tabla 4.2.

Se observa que la bentonita presenta valores elevados de límite líquido y índice de plasticidad. Los valores de plasticidad de la arcilla gris de Madrid son casi los mismos obtenidos por Pousada (1984) y Jucá (1990).

CARACTERISTICAS	ARCILLA GRIS	BENTONITA	ARENA DE HOUSTON
Límite Líquido	73%	329%	-
Límite Plástico	41%	44%	NP
Índice de Plasticidad	32%	285%	NP
Densidad de las partículas	2,75	2,79	2.65
Clasificación de Casagrande	CH	CH	SP

Tabla 4.2 - Plasticidad de los suelos ensayados.

## 4.2.2.- Preparación de las Muestras

## 4.2.2.1.- Introducción

En este apartado se relata el proceso de preparación de las muestras.

Los suelos utilizados en la preparación de las probetas fueron secados al aire previamente (arcilla de Madrid) y disgregados en un mortero con base de goma y tamizados por el tamiz 40.

Las muestras fueron compactadas con los valores de densidad y el contenido de humedad inicial deseados. Estos valores se mantuvieron constantes para cada grupo de material (la mezcla de arcilla y bentonita; la arcilla gris de Madrid y la mezcla de arcilla y arena). En la tabla 4.3 muestra un resumen de los valores utilizados para cada grupo de material.

SUELO	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{vcomp}$ (MPa)	$e_i$	$w_i$ (%)	$Sr_i$ (%)	$s_i$ (MPa)
Arcilla gris de Madrid + 15% de bentonita	12.7	1.0	1.16	20	45.2	4.5
Arcilla gris de Madrid	12.7	1.0	1.06	15	38.8	1.2
Arcilla gris de Madrid + arena de Houston	19.0	20.0	0.41	5.8	37.8	6.0
	14.5	1.55	0.87	10	30.7	1.0

Tabla 4.3 - Resumen de los valores utilizados para cada grupo de suelo.

Las etapas seguidas para la preparación de las probetas fueron:

- a) Determinar previamente la humedad higroscópica media del suelo. Calcular las cantidades de suelo y agua necesarias para obtener el peso específico seco y el contenido de agua deseados;
- b) Proceder a la mezcla homogénea de agua con el suelo, seguida del amasado del mismo con una espátula en un recipiente hasta alcanzar una adecuada homogeneización y dejándose descansar durante 24 horas o más dentro de una bolsa plástica herméticamente cerrada, dentro de la cámara húmeda. Esto permite que haya una mejor homogeneización de la mezcla;
- c) Colocar el suelo en el molde y a su vez el molde en la prensa, precediéndose a la compactación con una velocidad de deformación de 0.6 mm/min. La compactación termina cuando la parte superior de la tapa encuentra los bordes del molde;
- d) Retirar la muestra del molde después de concluida la compactación y dejar la misma en reposo durante 24 horas antes de empezar el ensayo para eliminar el problema de hinchamiento debido a la relajación de las tensiones de la compactación.

En los casos de ensayos en el edómetro convencional o edómetro con succión controlada, las probetas median 50 mm de diámetro y 20 mm de altura.

#### 4.2.2.2.- Compactación de las Muestras

Las muestras se compactaron según el proceso de compactación estática, que consiste en aplicar al suelo una presión determinada durante un cierto intervalo de tiempo, de modo que se obtenga la densidad o índice de poros deseado.

Argumentos a favor de la utilización de la compactación estática de las probetas son:

- *Se garantiza una buena reproductibilidad de las características medias de compactación;*
- *Se mantiene una microestructura homogénea.*



Una desventaja de este proceso es que las probetas presentan densidad menor en la zona central y las variaciones no sobrepasan del 2% de las medias, según las experiencias realizadas en MIT (Wissa y Ladd, 1964).

La prensa utilizada para la compactación estática tiene las siguientes características: marca Wykehan Farrance; carga máxima de 5000 kg y regulador de velocidad de carga.

### 4.3.- ESTUDIO PRELIMINAR DEL COMPORTAMIENTO DE UN SUELO EXPANSIVO DE MEZCLA DE ARCILLA GRIS DE MADRID Y BENTONITA

#### 4.3.1.- Estudio del Porcentaje de Bentonita

Inicialmente, se estudió el comportamiento de un suelo expansivo constituido por una mezcla de arcilla gris de Madrid y bentonita.

Un estudio preliminar de la cantidad de bentonita a ser utilizada en la mezcla de arcilla fue realizado con la finalidad de conocer de forma cuantitativa el hinchamiento bajo una pequeña carga vertical de 0.01 Mpa.

En la figura 4.4(a) se observa la variación de hinchamiento expresado en forma de deformación específica con el tiempo para distintos valores de bentonita (5%, 10% y 15%). Cuanto mayor es el porcentaje de bentonita de la muestra, mayor es la deformación unitaria ( $\Delta H/H_i$ ) presentada después de la inundación. Otro aspecto importante que se observó, fue el hinchamiento de las muestras antes de la inundación. Este comportamiento corresponde probablemente a fenómenos de relajación (la presión de compactación fue siempre superior a la pequeña carga aplicada al comienzo del ensayo) y de distribución interna de humedad (a humedad total constante). Este primer hinchamiento, que es significativo, indica la dificultad de conseguir en tiempos razonables un equilibrio interno de la distribución de humedad. En la figura 4.4(b) se observa la deformación unitaria total para cada cantidad de bentonita, así como, la deformación antes y después de la inundación.

Con los resultados obtenidos en esta primera fase, se optó por una cantidad de 15% de bentonita para realizar otros ensayos.

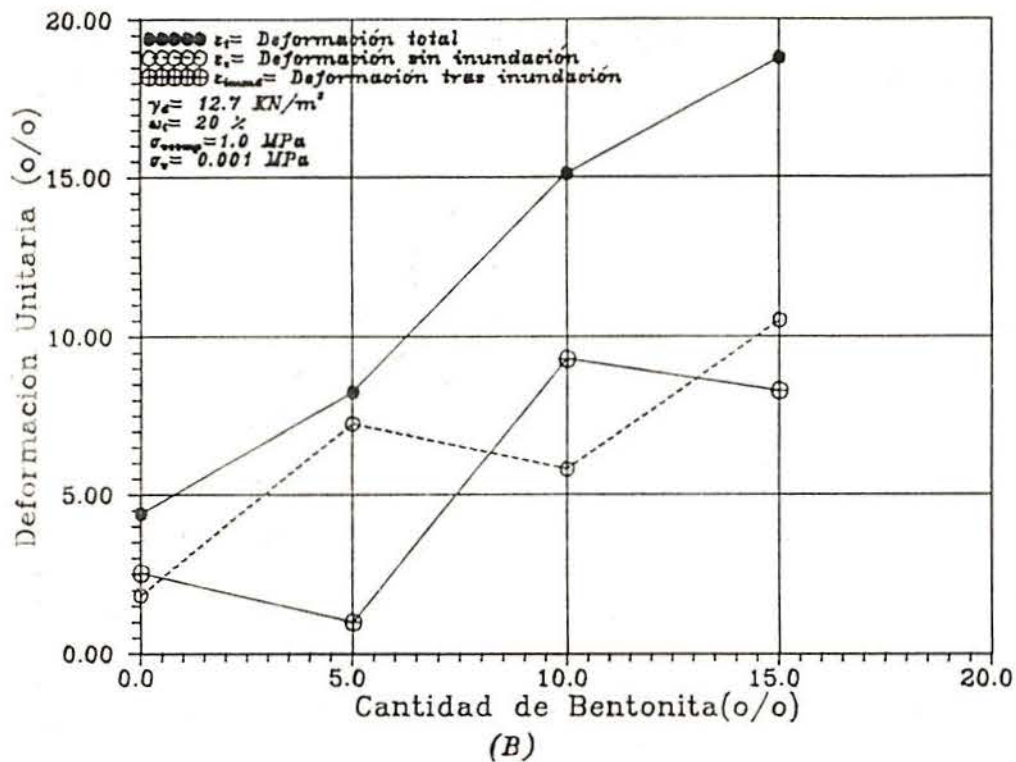
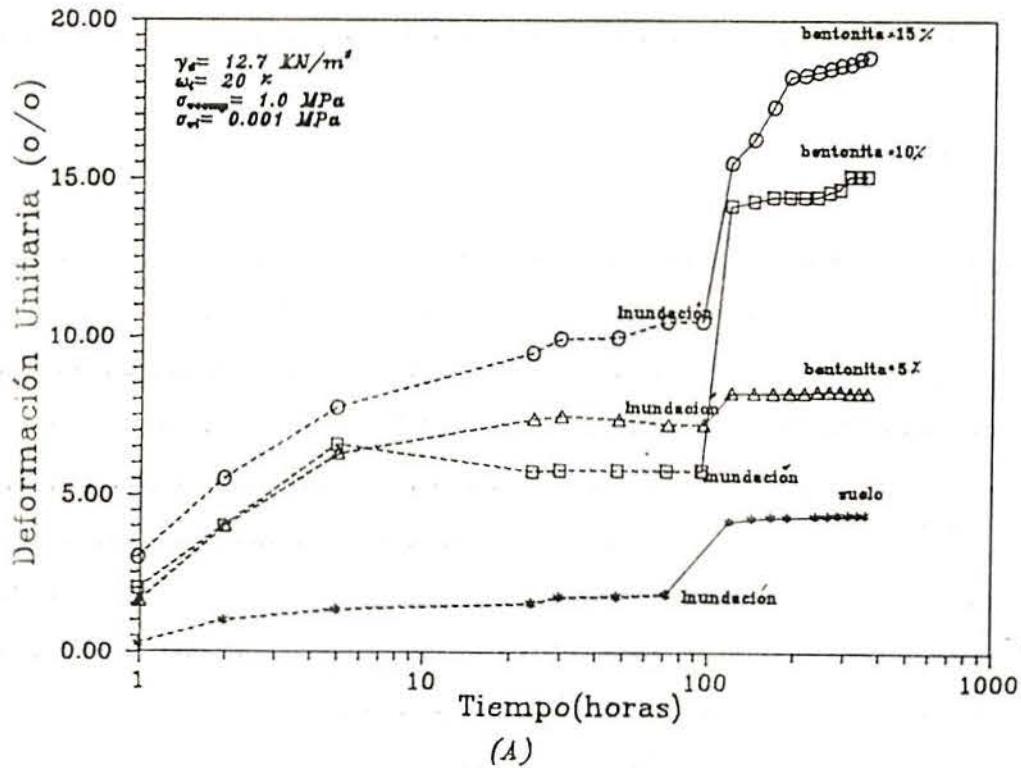


Figura 4.4 - Curvas de deformación unitaria relacionadas con:  
 a) tiempo. b) cantidad de Bentonita.

### 4.3.2.- Características Geotécnicas Iniciales para una Mezcla de 15% de Bentonita

#### 4.3.2.1.- Compactación de la Mezcla

Se realizó un estudio comparativo de la curva de compactación para distintas tensiones aplicadas estáticamente de 0,6 MPa, 1.0 MPa, 1.6 MPa, 2.1 MPa y 3.2 MPa (figura 4.5). En el mismo gráfico se ha representado la curva de compactación dinámica (Proctor Normal). La curva de compactación dinámica (Proctor Normal) se sitúa entre las curvas de compactación estática para tensiones de 1.6 MPa y 1.0 MPa. Las curvas de compactación estática tienen una forma similar a la curva de compactación dinámica. El ensayo de compactación dinámica. El ensayo de compactación dinámica se efectuó conforme el método de la norma NLT-107/72 y se obtuvieron los valores de densidad seca máxima de  $13.4 \text{ kN/m}^3$  y de humedad óptima de 36%.

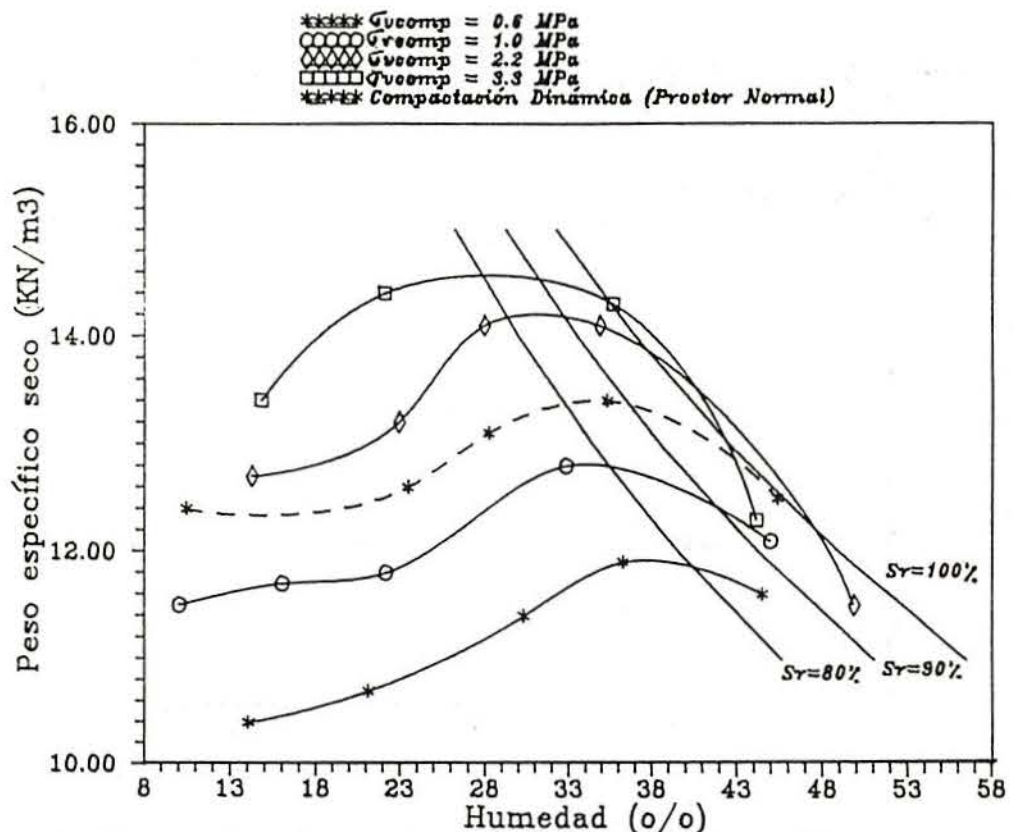


Figura 4.5 - Curvas de compactación estática para diferentes tensiones de compactación.

## 4.3.2.2.- Curva Característica (succión en función de la humedad)

Para la obtención de la curva característica del suelo se utilizaron dos procedimientos para la determinación de la succión. El primer método fue el del psicrómetro descrito en el apartado 3.3.2 y el segundo, el del papel filtro (apartado 3.3.3). La figura 4.6 presenta las curvas de succión versus grado de saturación para diferentes tensiones de compactación. Según Schreiner (1987), el método psicrométrico considera que no existe otras influencias significativas (variación de temperatura, alteraciones en la velocidad de transferencia de humedad entre el psicrómetro, el aire y el suelo). Algunos resultados discordantes de medida de succión utilizándose el psicrómetro fueron apreciados por Richards (1980) y Edil y Motan (1984). En la tabla 4.4 presentase los resultados obtenidos entre los dos procesos.

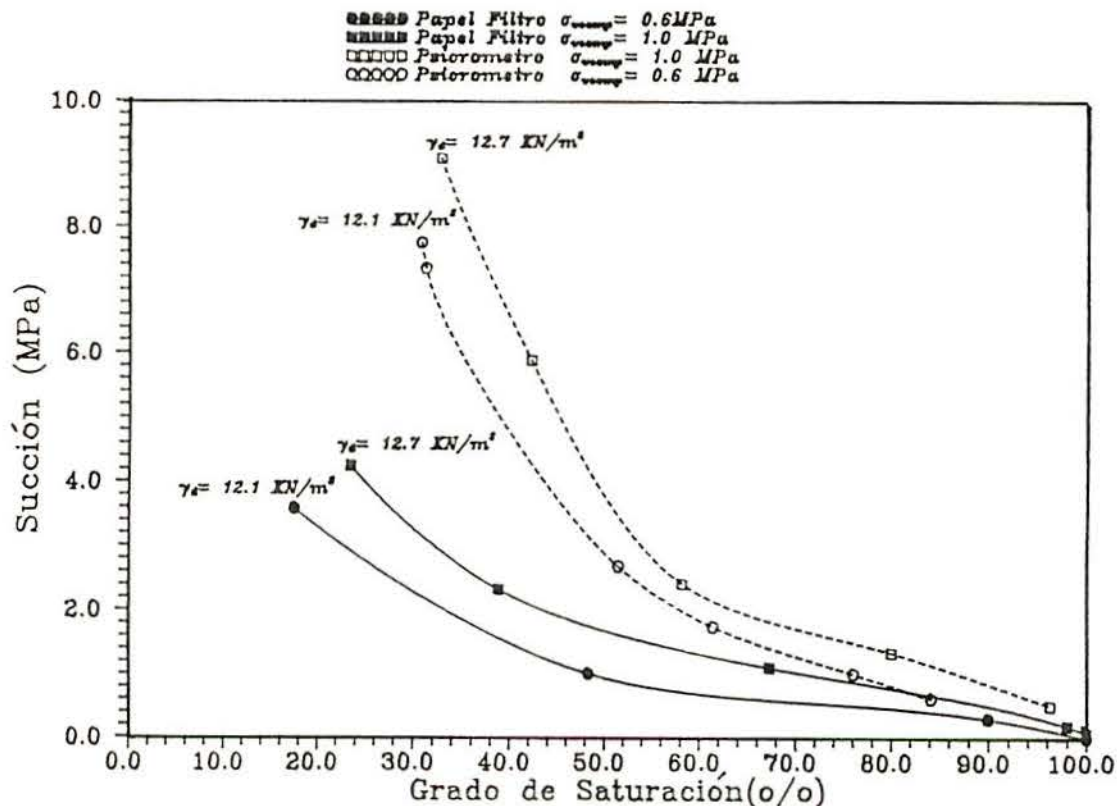


Figura 4.6 - Curvas de succión en función del grado de saturación (Arcilla de Madrid + 15% de Bentonita).

METODOS	$\sigma_{\text{vertical}} = 0.6 \text{ MPa}$ $\gamma_d = 12.1 \text{ kN/m}^3$	$\sigma_{\text{vertical}} = 1.0 \text{ MPa}$ $\gamma_d = 12.7 \text{ kN/m}^3$
Papel Filtro	Succión = 1.25 MPa	Succión = 1.97 MPa
Psicrómetro	Succión = 3.25 MPa	Succión = 4.03 MPa

\* Grado de saturación = 45.23 %

Tabla 4.4 - Resultados obtenidos con los métodos del papel filtro y con el psicrómetro para diferentes pesos específicos secos.

#### 4.3.3.- Ensayos Edométricos Convencionales para una Mezcla de Arcilla Gris de Madrid con 15% de Bentonita

En los estudios preliminares utilizando ensayos edométricos convencionales se observaron que dos factores interferían en los ensayos. El primer factor está relacionado con el tiempo de "maduración" y el segundo con el tiempo de "reposo" tras la compactación estática. Se estudió los hinchamientos producidos por distintos tiempos de maduración. Por último se observó el tiempo de reposo tras la compactación.

La figura 4.7 (a) muestra como varía la deformación unitaria en función del tiempo para diferentes tiempos de maduración (1, 7, 21 días). La muestra mantenida 21 días tras la mezcla inicial exhibe aún pequeños hinchamientos en el edómetro antes de su inundación. El hinchamiento solo se consiguió tras mantener la muestra en 7 días en maduración y 1 día tras la compactación antes de ensayar la muestra. Este caso se ha representado en la figura 4.7 (b) para una mezcla mantenida 7 días en maduración. Para tiempos mayores de reposo (más de 24 horas) después de la compactación, los cambios de deformación antes de la inundación no son elevados (figura 4.7 (b)). De una forma general se ha podido observar que la deformación de la muestra, después de la compactación estática y antes de la inundación, altera de forma significativa los resultados del hinchamiento con inundación.

De acuerdo con este estudio se ha definido un procedimiento para el programa experimental que consta de 7 días para el tiempo de maduración de la mezcla (período de homogeneización) y 1 día de reposo después de la compactación estática (figura 4.8). Este procedimiento no considera las deformaciones inducidas por relajación de las tensiones debido a la compactación estática.

En los ensayos edométricos convencionales con distintas cargas verticales se eligieron las siguientes condiciones iniciales:

- \*  $\sigma_{vcomp} = 1.0 \text{ MPa}$
- \* *Humedad inicial = 20%*
- \* *Peso específico seco = 12,7 kN/m<sup>3</sup>*
- \* *Grado de saturación = 49,23%*
- \* *Índice de poros = 1.28*



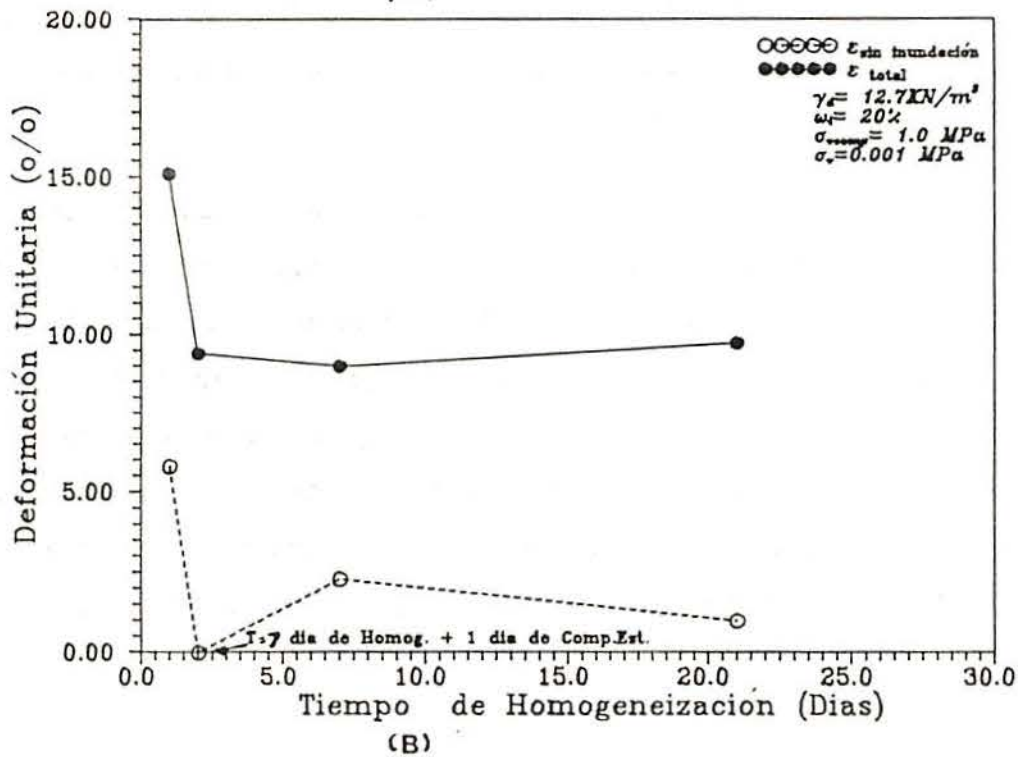
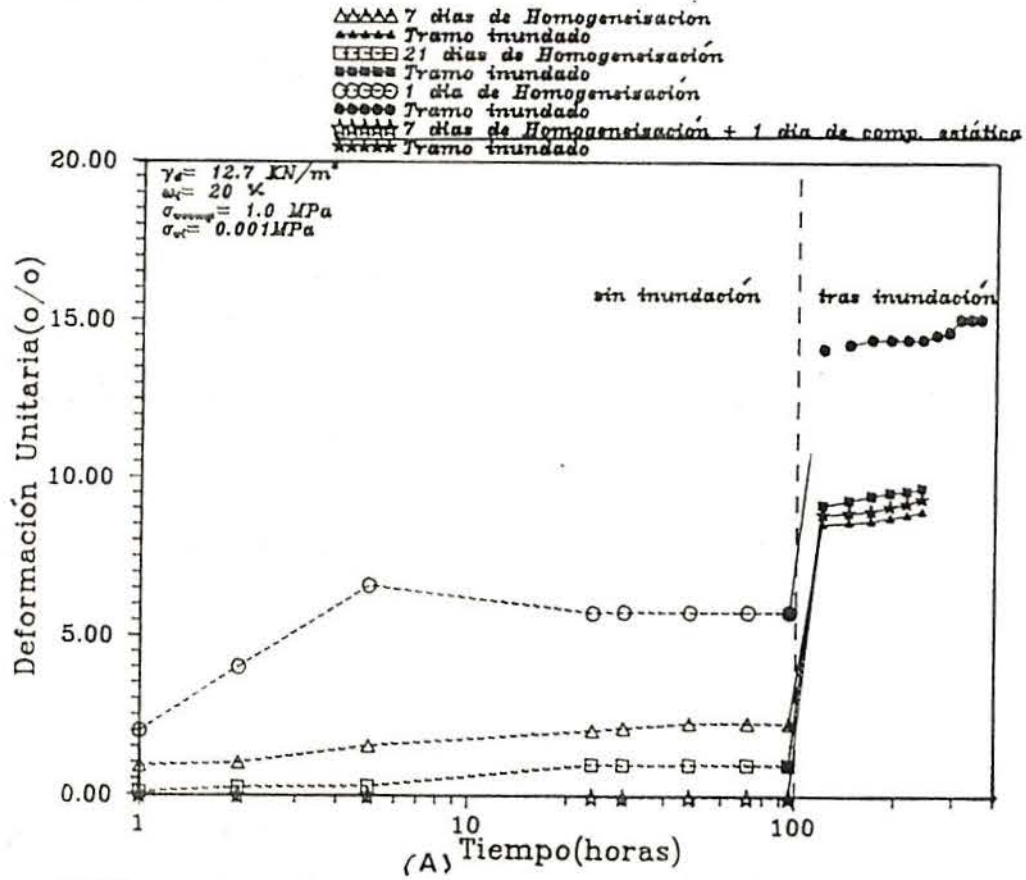


Figura 4.7 - Curvas de deformación unitaria relacionada con: a) tiempo de ensayo b) tiempo de homogeneización (maduración).

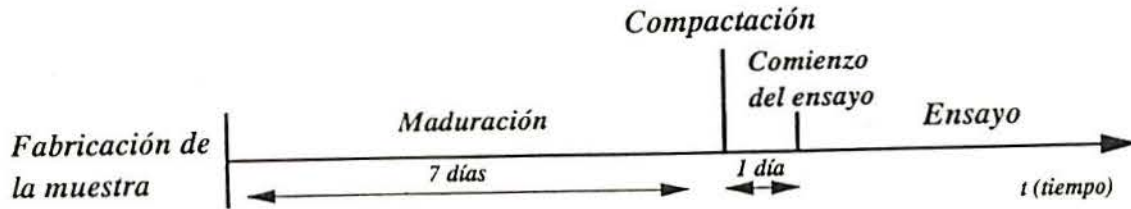


Figura 4.8 - Esquema utilizado para la fabricación de las probetas hasta el comienzo del ensayo.

La figura 4.9 (a) muestra las curvas de deformación unitaria con el tiempo para cargas verticales de 0.005 MPa, 0.0125 MPa, 0.1 MPa y 0.2 MPa. Se ha observado que para mayores cargas verticales, menores son las deformaciones unitarias (figura 4.9 (b)), hasta llegar al cero para una carga de 0.2 MPa.

Por otro lado, se analizó también el efecto de la altura de la muestra con relación al tiempo de estabilización tras la inundación. Para alturas de 2 cm y 1 cm se observó que el tiempo de equilibrio es menor cuanto menor es la altura para cualquier carga vertical aplicada (figura 4.10 (a)). En las figuras 4.10 (b) y 4.10 (c) se presentan con más detalles las variaciones de la altura de la muestra para cada tensión vertical. Se aprecia en la figura 4.10 (d) en escala logarítmica la tensión vertical y la deformación unitaria total. Cuanto mayor es la altura de la muestra y menor es la carga vertical aplicada mayor es la deformación unitaria (hinchamiento). También se han observado diferencias de deformaciones unitarias para distintas alturas.

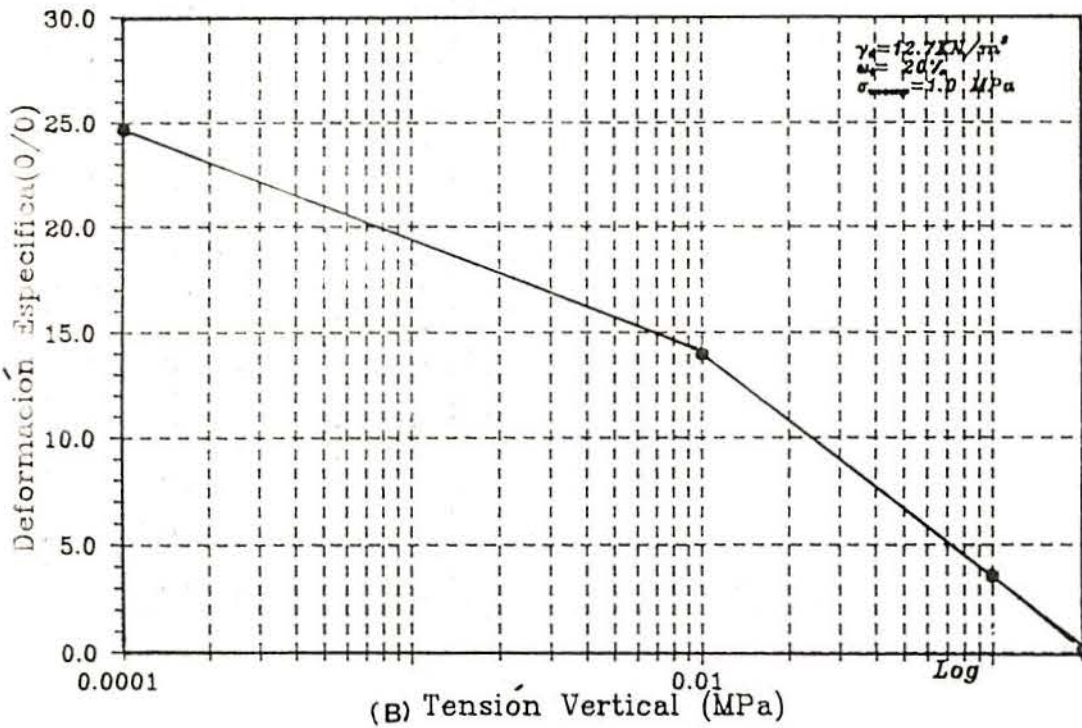
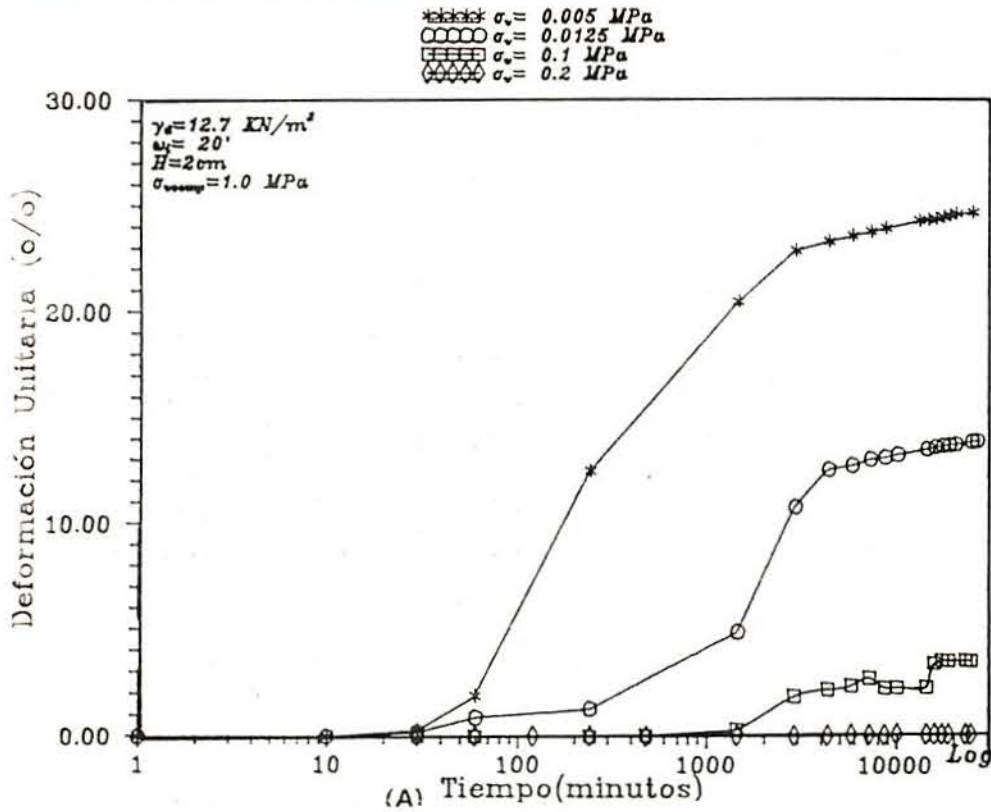


Figura 4.9 - Curvas de deformación unitaria para la mezcla de arcilla gris de Madrid y 15% de bentonita relacionada con:  
 a) Tiempo para diferentes tensiones verticales b) Tensión Vertical.

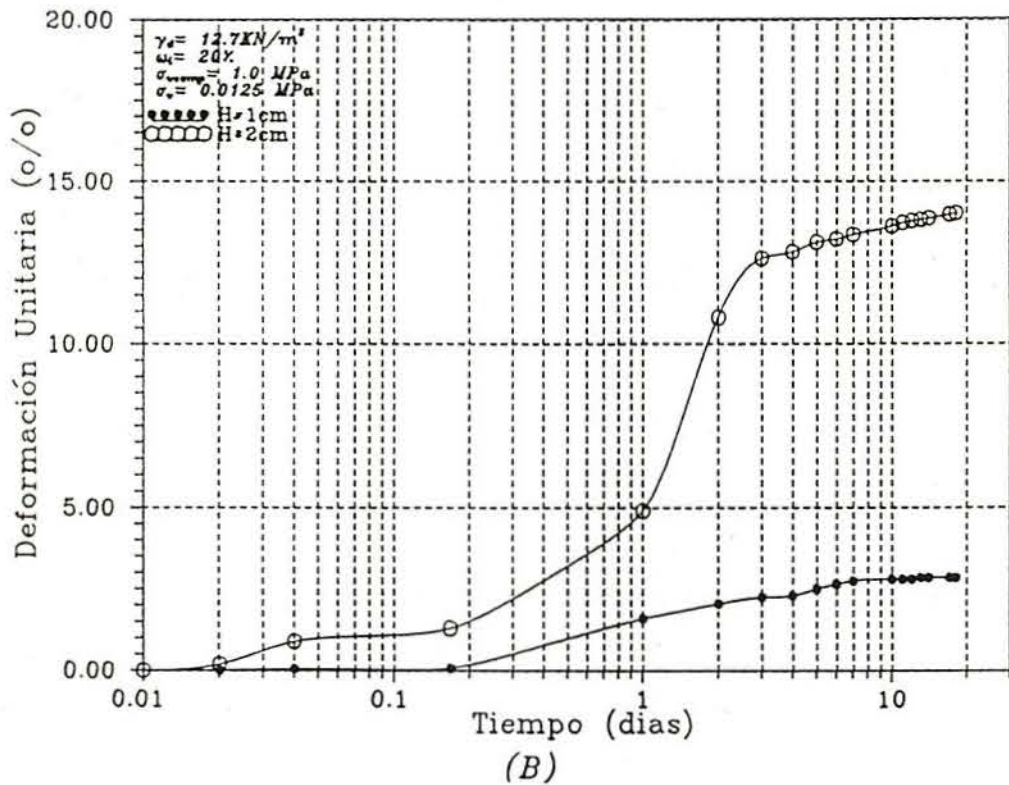
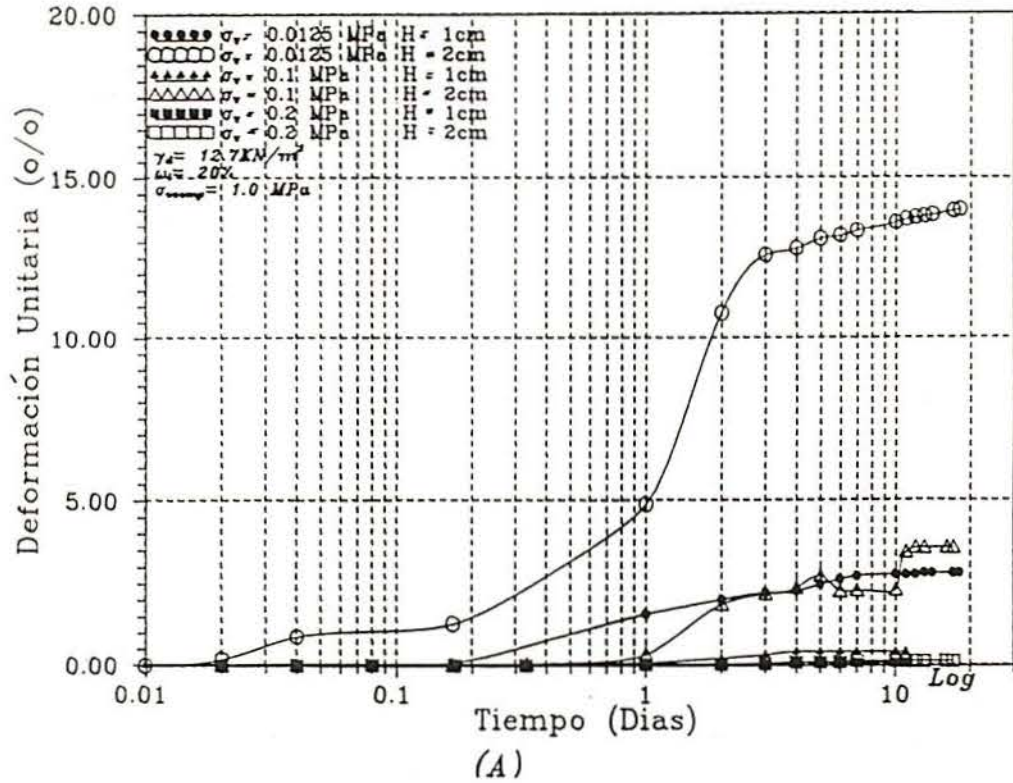


Figura 4.10 - Curvas de deformación unitaria para la mezcla de arcilla gris de Madrid y 15% de bentonita relacionada con el tiempo para alturas de la muestra de 1cm y 2cm: a) para diferentes tensiones verticales. b)  $\sigma_v = 0.0125$  MPa.

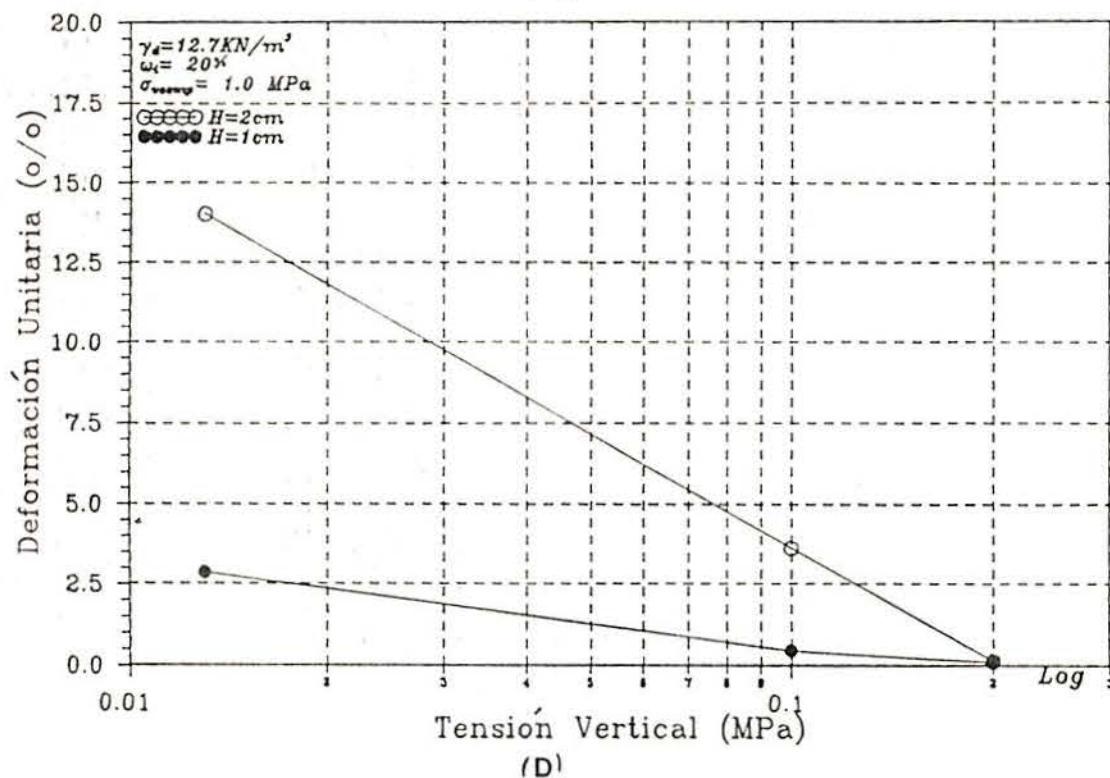
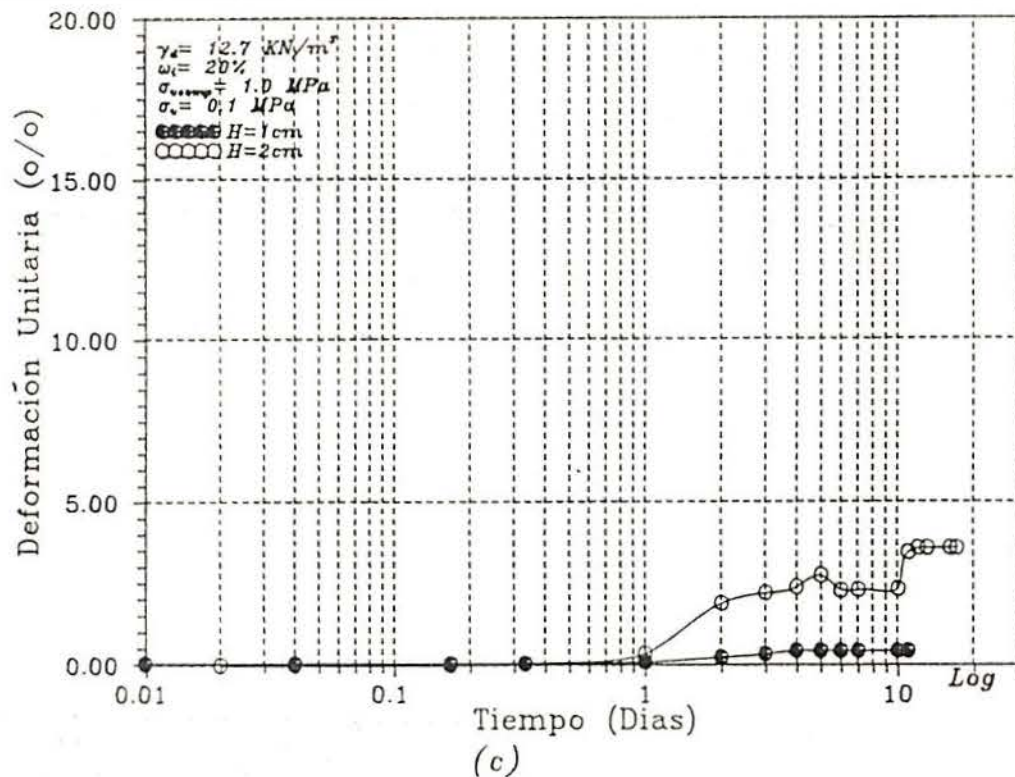


Figura 4.10 - Curva de deformación unitaria para la mezcla de arcilla gris de Madrid y 15% de bentonita relacionada con el tiempo con alturas de la muestra de 1cm y 2cm para: c)  $\sigma_v = 0.1 \text{ MPa}$ . d) curvas de tensión vertical con alturas de 1cm y 2cm.

Profundizando en este estudio con una altura de muestra de 4 cm, se observó que para una carga aplicada de 0.05 MPa el tiempo de equilibrio es mayor para la muestra de mayor altura (figura 4.11 (a)). En la figura 4.11 (b) se observa que para alturas de 1cm y 2cm, las deformaciones unitarias son casi idénticas para una misma carga aplicada de 0.05 MPa. No se detectó una relación entre la altura y la deformación en el presente trabajo. Este hecho puede estar asociado con los errores de ensayos.

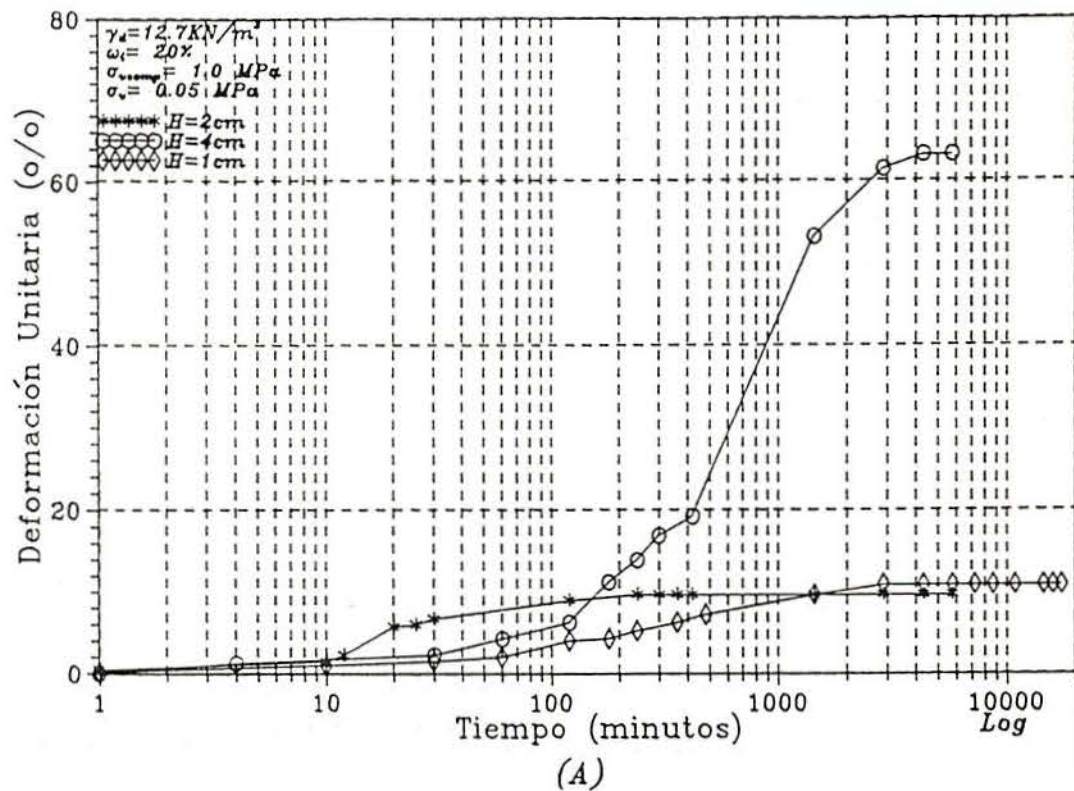


Figura 4.11 - a) Curvas de deformación unitaria en función del tiempo para alturas de las muestras de 1cm, 2cm y 4cm.

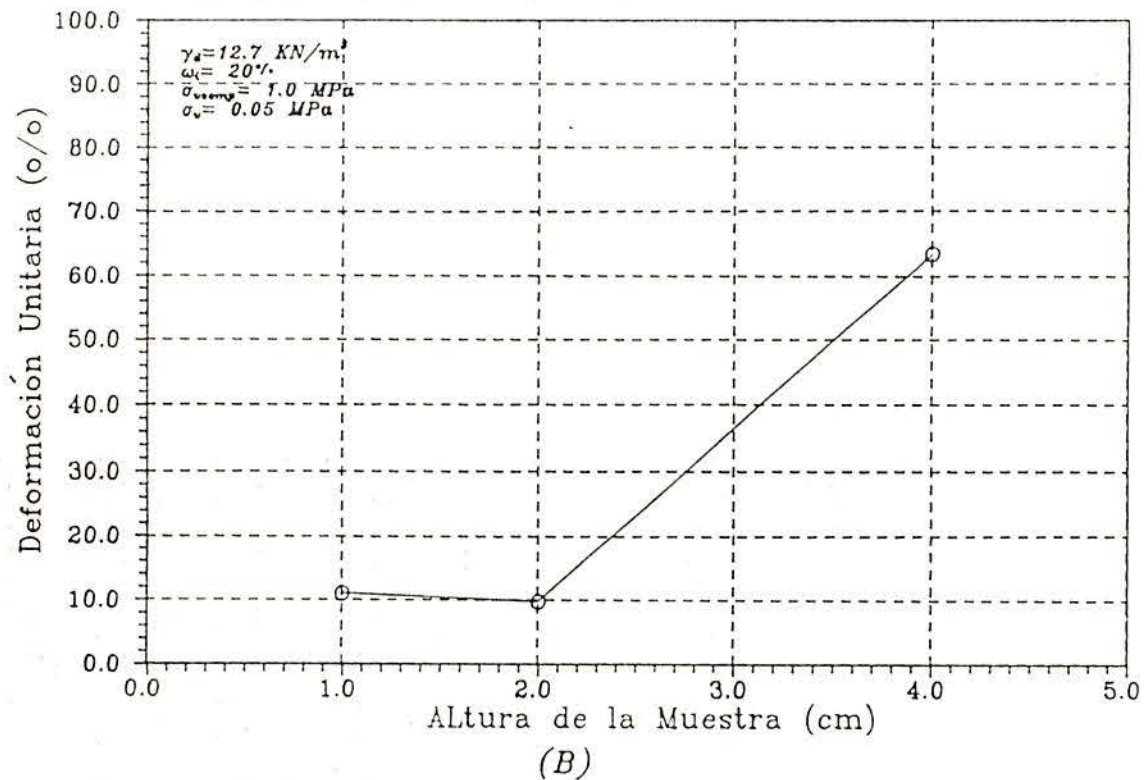


Figura 4.11 - b) Curvas de deformación unitaria relacionada con las alturas de las muestras.

Se ha procurado investigar también las diferencias obtenidas entre los ensayos edométricos convencionales y de succión controlada. En los ensayos edométricos de succión controlada se ha colocado la membrana de celulosa por debajo de la muestra.

En las figuras 4.12 (a) y 4.12(b) se ha observado el efecto de la membrana en la deformación unitaria para una misma tensión vertical de 0.0125 MPa y 0.1 MPa respectivamente.

En la figura 4.12 (c) se presentan de forma global las curvas de deformación específica con el tiempo para distintas cargas verticales. Esto se debe a la baja permeabilidad de la membrana de celulosa ( $10^{-12}$  cm/s). La figura 4.12 (d) muestra la variación de la deformación unitaria con la tensión vertical. Se observa una reducción significativa de la deformación unitaria cuando se utiliza la membrana o sea la permeabilidad de la membrana de celulosa es inferior a la permeabilidad de la piedra porosa.

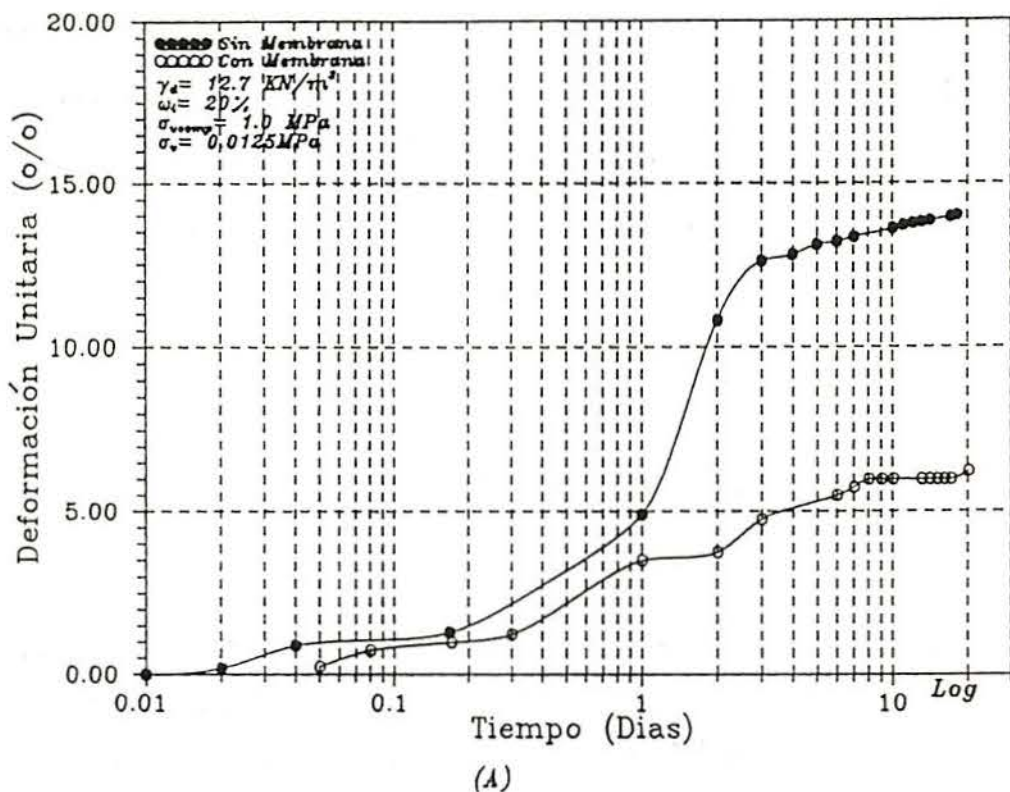


Figura 4.12 - Curvas de deformación unitaria con y sin utilización de la membrana de celulosa en función del tiempo para:  
a)  $\sigma_v = 0.0125 \text{ MPa}$ .



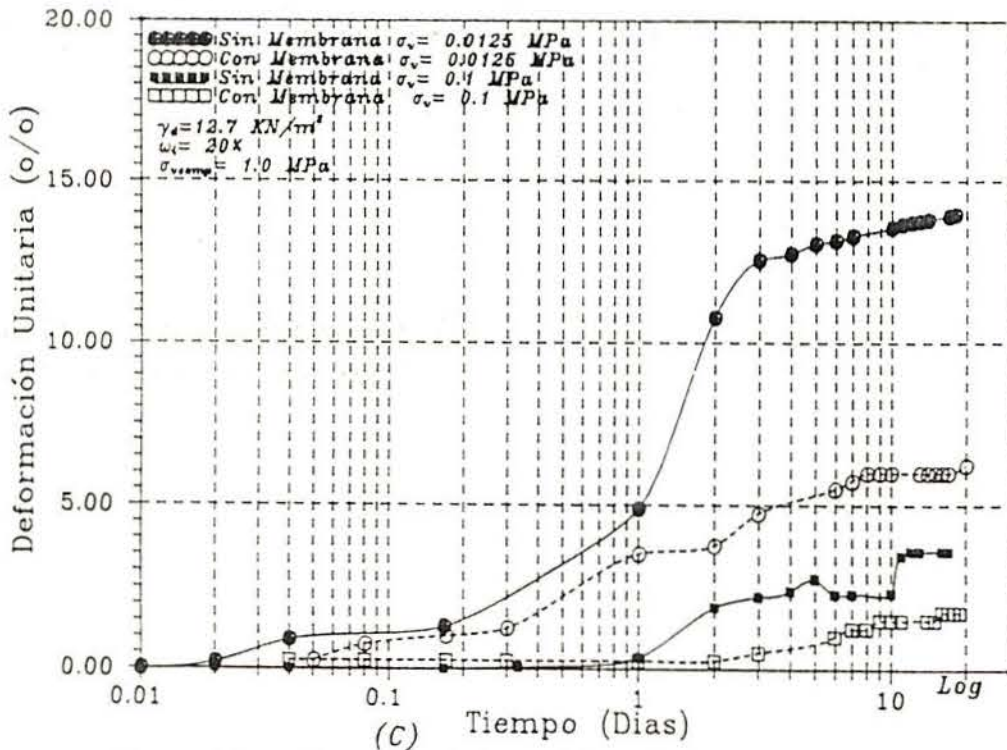
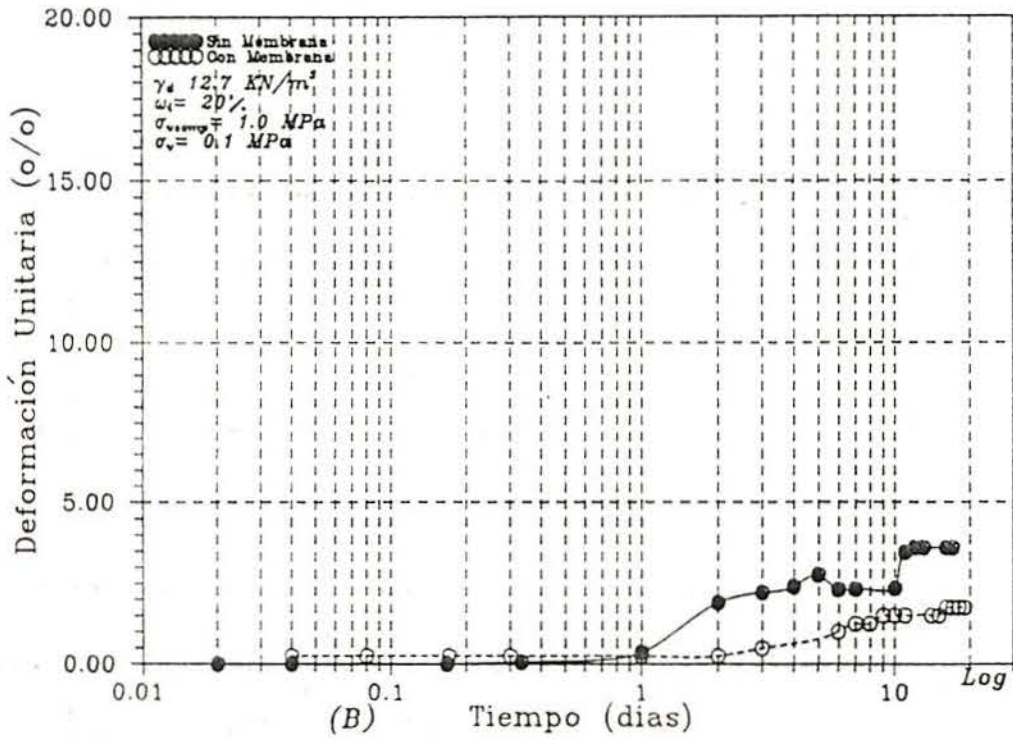


Figura 4.12 - Curvas de deformación unitaria con y sin utilización de la membrana de celulosa b)  $\sigma_v = 0.1$  MPa c) en función del tiempo: tensiones de 0.0125 MPa y 0.1 MPa.

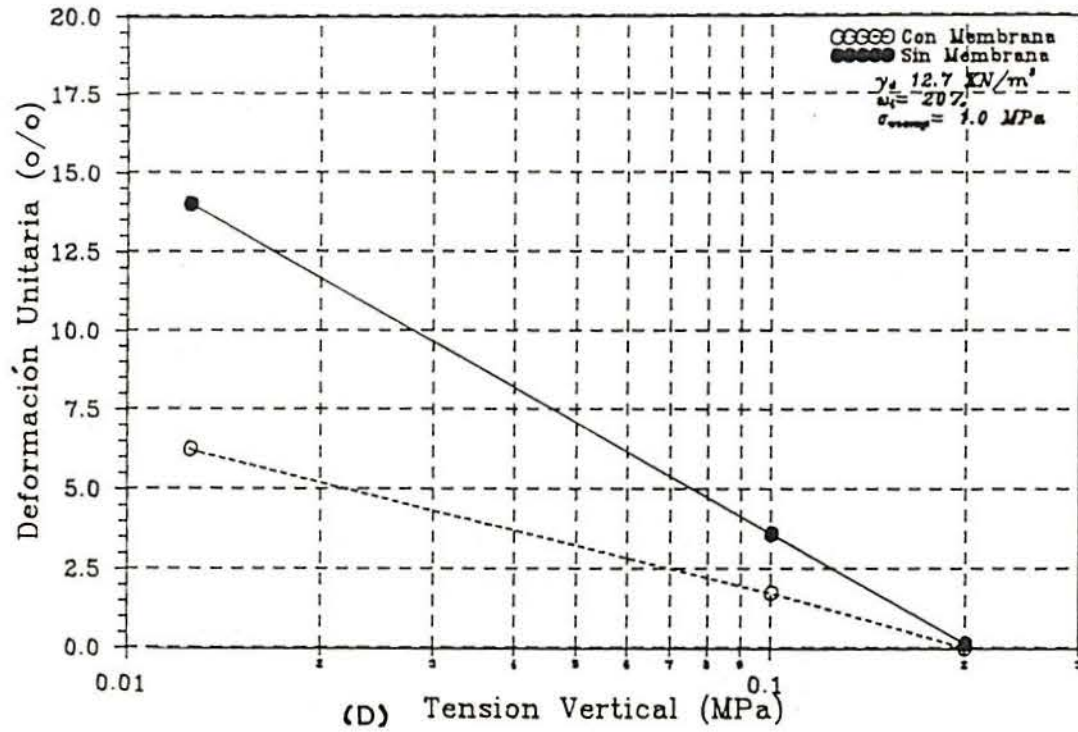


Figura 4.12 - Curvas de deformación unitaria con y sin utilización de la membrana de celulosa d) en función de la tensión vertical.

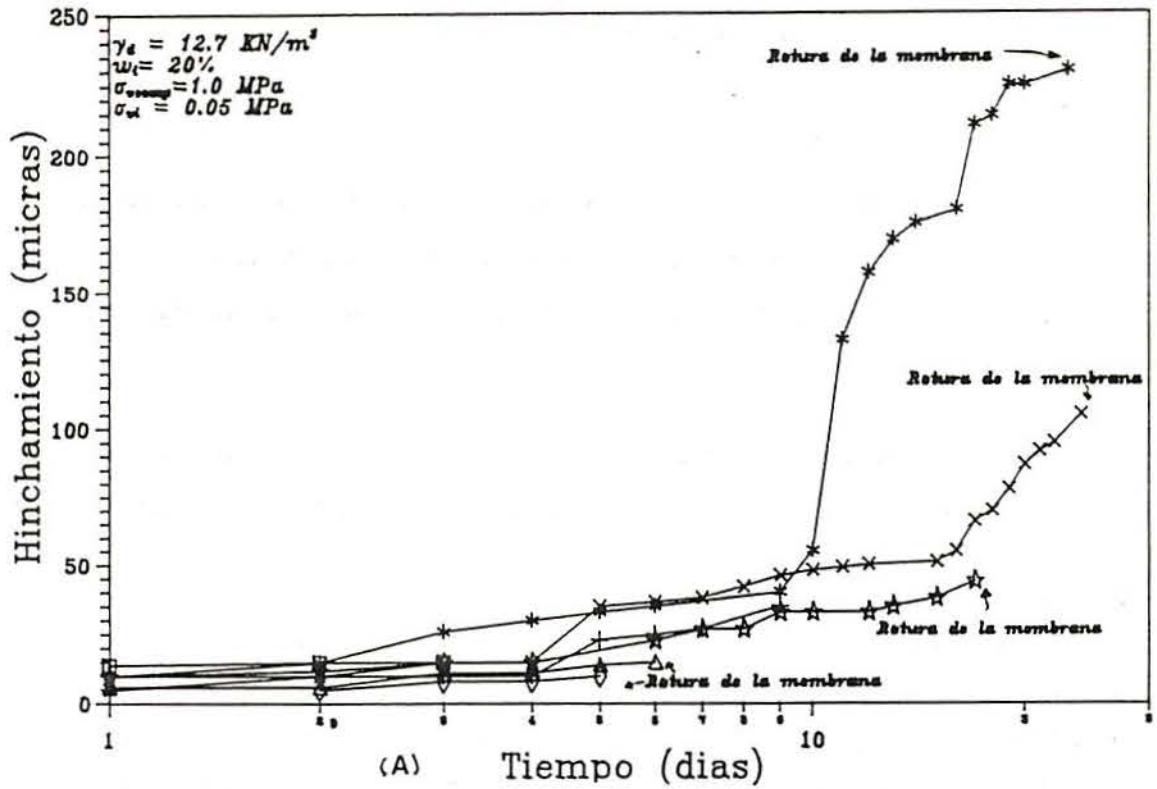
#### 4.3.4.- Ensayos Edométricos con Succión Controlada

Los ensayos edométricos con succión controlada fueron realizados sobre la mezcla de arcilla con 15% de bentonita. Los ensayos siguieron trayectorias de tensiones predefinidas pero sin obtener resultados satisfactorios. Diversos problemas han surgido durante el ensayo:

- a) El tiempo de equilibrio para cada escalón de carga era de cerca de dos a tres semanas, en muchos casos, era necesario más de un mes para llegar a la estabilización;
- b) Debido al largo tiempo necesario para el equilibrio, la membrana de celulosa se rompía durante el escalón de carga e impedía la continuación del ensayo.

Las figuras 4.13 (a) y 4.13 (b) representan gráficamente el proceso de ensayo de hinchamiento con control de succión utilizando la membrana de celulosa para una succión impuesta de 0.1 MPa y 0.2 MPa.

Succión impuesta = 0.1 MPa



Succión impuesta = 0.2 MPa

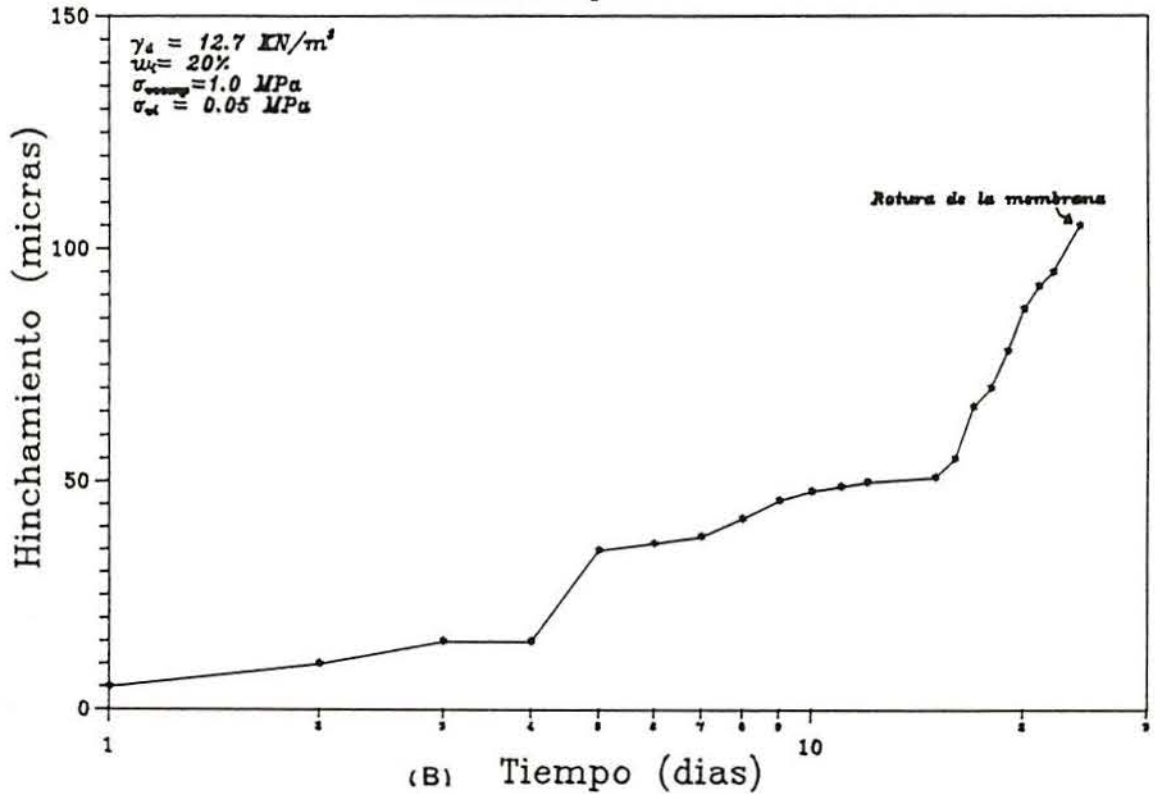


Figura 4.13 - Representación gráfica del proceso de ensayo de hinchamiento utilizando la membrana de celulosa: a) succión de 0.1 MPa b) succión de 0.2 MPa.

#### 4.4.- RESULTADOS DE ENSAYOS SOBRE ARCILLA GRIS DE MADRID

Las dificultades señaladas en el apartado anterior aconsejaron trabajar con un material expansivo pero más permeable y menos sensible a efectos de redistribución interna de humedad. Por ello se decidió utilizar la arcilla gris de Madrid sin mezcla alguna de montmorillonita.

Las propiedades generales de la arcilla gris de Madrid están descritas en los trabajos de Pousada (1984) y Jucá (1990). Las características geotécnicas están expuestas en el apartado 4.1.

##### 4.4.1.- Curvas de Compactación (Proctor Normal)

En la figura 4.14 se muestran las curvas de compactación obtenidas cuando se utiliza el suelo "in natura" y remoldeado. Se considera remoldeado, el material ya utilizado en ensayo de compactación anterior. Se disgrega el suelo compactado y se deja secar a la temperatura ambiente que posteriormente se tamiza (tamiz nº 40) para usarlo en nuevos ensayos. Como se puede apreciar, existe una diferencia entre ambas curvas. La curva obtenida para suelo remoldeado se sitúa en la parte inferior y presenta casi el mismo valor de peso específico seco máximo. La diferencia presentada surge debido a que las partículas del suelo son destruidas durante el proceso de compactación y desagregación del material. Esta diferencia aumenta del lado húmedo de la curva.

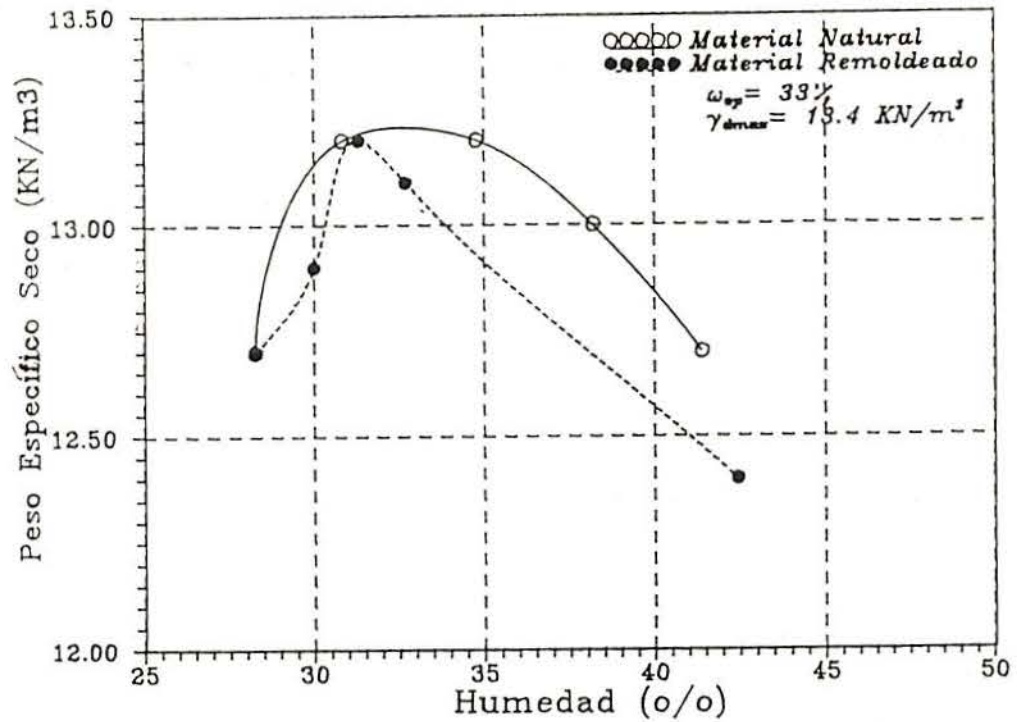


Figura 4.14 - Curvas de compactación obtenidas del Proctor Normal con material "in natura" y remoldeado.

Ese estudio fue realizado debido al escaso material que se tenía para desarrollar los demás ensayos. Posteriormente con la llegada de más material, se realizaron los ensayos con material "in natura".

Los resultados de compactación de Proctor Normal coinciden con los obtenidos por los autores Pousada (1984) y Jucá (1990).

#### 4.4.2.- Curva Característica del Suelo

En la figura 4.15 se muestra la curva de succión con la humedad obtenida a través del método del papel filtro. El método de papel filtro es sencillo y barato. Para la determinación de la curva, se utilizaran las muestras compactadas estáticamente con dimensiones idénticas a los ensayos edométricos (diámetro= 5cm y altura = 2cm) para diferentes valores de humedad y con el mismo peso específico seco ( $12.7 \text{ KN/m}^3$ ). Después de compactada se practicaba una hendidura profunda en la muestra en la que rápidamente se introducía un trozo de papel de filtro tipo Whatman Nº 42 en cada una de las muestras. Para no contaminar el trozo de papel con partículas de suelo se colocaban tres capas de papel de filtro, de las que sólo la central se utilizaba para realizar la medida de la succión matricial. La hendidura se cerraba con el mismo suelo y el conjunto se envolvía con papel metálico para evitar la evaporación. Después de siete días se abrían las muestras y se extraían el trozo de papel de cada una de las muestras. Se pesaban y se seocaban en la estufa hasta obtener los pesos constantes. Se determinaban la humedad tomada por el trozo de papel filtro para cada muestra y con la dicha humedad se conocía la succión mediante una ecuación que relaciona la humedad del papel filtro con la succión (ecuación 3.2; apartado 3.5.2). Se efectuaron varias determinaciones para eliminar resultados erróneos.

La figura 4.16 indica la curva obtenida por Jucá (1990) para la misma arcilla gris de Madrid con el aparato de Pousada con la sobrecarga entre 10 y 12 kPa y sin sobrecarga, con muestras de 42 mm de diámetro y alturas de 10 y 20 mm. Las sobrecargas fueron aplicadas mediante muelles calibrados que actuaban entre la cara superior de la muestra. El autor afirma que no ocurre una variación significativa en la curva de succión en función de la humedad cuando se aplica una sobrecarga en los suelos compactados.

La figura 4.17 compara la curva obtenida en el presente trabajo por técnica del papel filtro con la curva obtenida por Jucá (1990) a través de la membrana de presión. Se detectan diferencias significativas entre las curvas.

Estas diferencias están relacionadas con diferentes métodos de determinación de la succión y con los intervalos de succión utilizados.

Jucá (1990) también encontró una marcada histéresis cuando se imponían ciclos de y humedecimiento (figura 4.18).

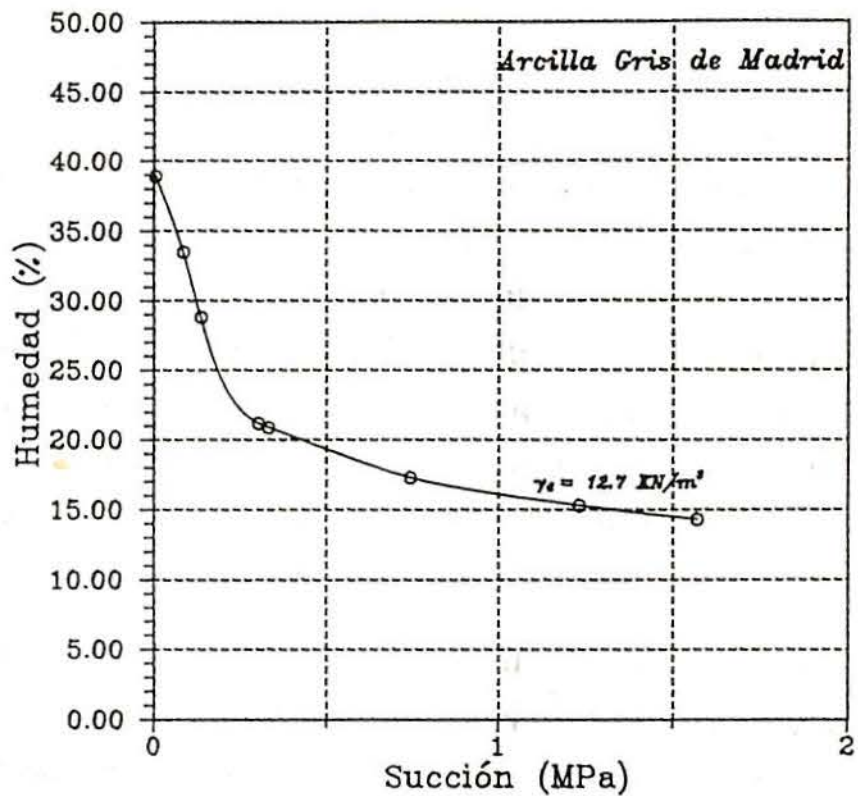


Figura 4.15 - Curva de succión con la humedad obtenida por el método del papel de filtro.



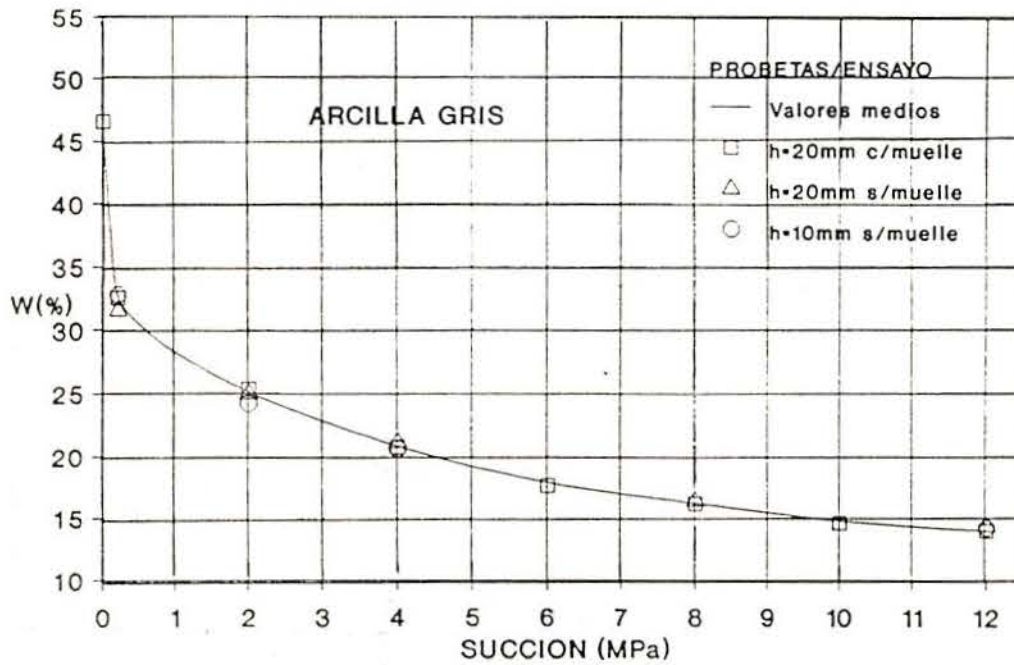


Figura 4.16 - Curva característica de la arcilla gris de Madrid con y sin sobrecarga (Jucá, 1990).

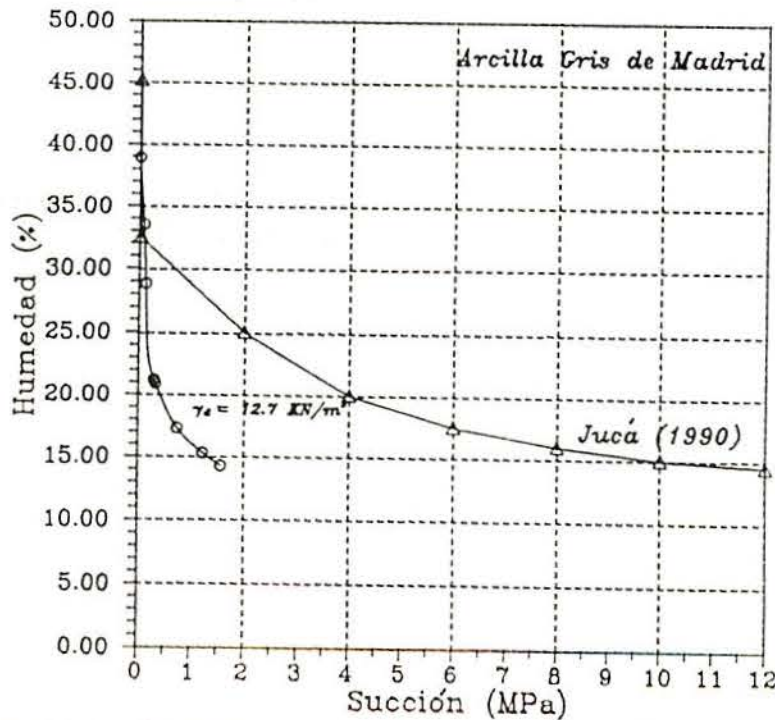


Figura 4.17 - Comparación entre la curva obtenida por método de membrana de presión (Jucá, 1990) y la curva obtenida por técnica del papel filtro.

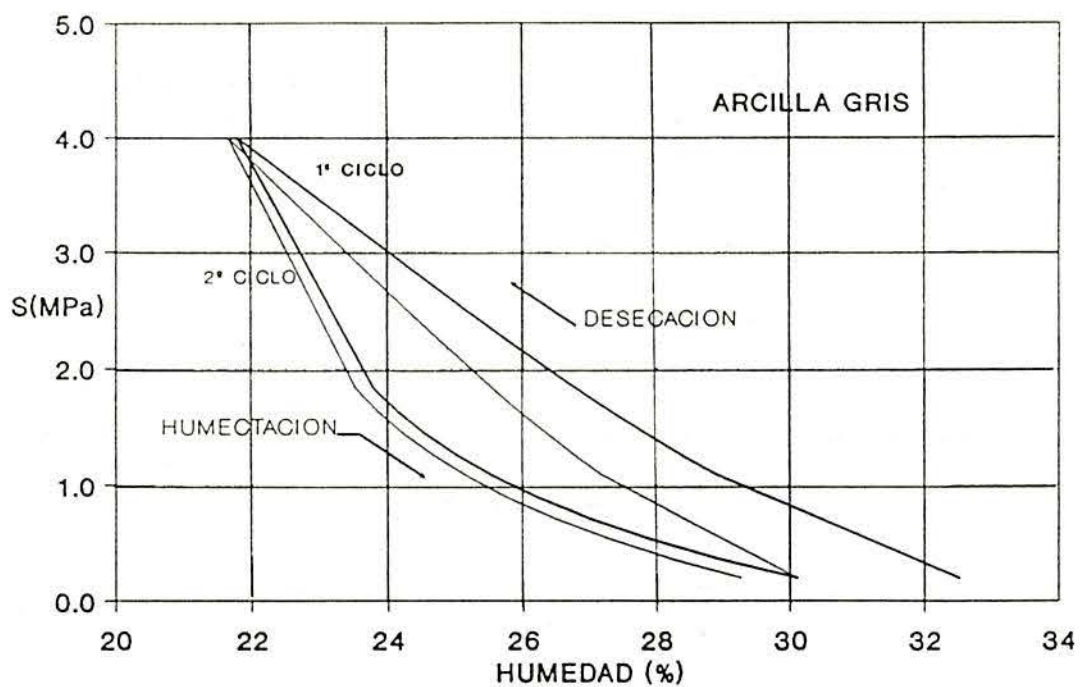


Figura 4.18 - Curva característica em trajetórias de dessecação y humedecimiento (Jucá, 1990).

#### 4.4.3.- Ensayos Edométricos Convencionales

Las curvas de hinchamiento presentadas en la figura 4.19 (a) fueron obtenidas mediante ensayos edométricos convencionales sobre muestras compactadas de 5 cm de diámetro y 2 cm de altura. La carga de compactación se aplicó a una velocidad constante de 0.06mm/min hasta alcanzar diferentes pesos específicos secos. Las muestras fueron sometidas a inundación después de un período de estabilización.

Se realizó un estudio preliminar sobre las deformaciones unitarias (%) (hinchamiento) bajo una carga de 0.05 MPa, a una humedad constante de 15%, para diferentes valores de peso específico seco ( $12,7 \text{ KN/m}^3$ ,  $13,2 \text{ KN/m}^3$ ,  $14,3 \text{ KN/m}^3$  y  $15,7 \text{ KN/m}^3$ ). Podemos observar que las deformaciones obtenidas en general fueron bajas (no superiores al 10%). Las mayores deformaciones unitarias se producen para valores mayores de peso específico seco (figura 4.19 (b)).

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, las condiciones iniciales elegidas fueron: peso específico seco igual a  $12,7 \text{ KN/m}^3$  y humedad inicial de 15%. Los valores considerados para los ensayos están situados en la rama seca de la curva de compactación con humedad muy inferior a humedad óptima. Este hecho está relacionado con la necesidad de conocer el comportamiento de la arcilla gris de Madrid para valores inferiores a los escogidos por Pousada (1984).

En la figura 4.20 se aprecian las curvas de hinchamiento obtenidas por Pousada (1984) para diferentes humedades (24%, 28%, 32% y 36%) bajo una sobrecarga de 0.01 MPa para suelo sin ciclos previos de humedad-sequedad. Las figuras 4. 19 y 4.20 muestran que las curvas de hinchamiento libre correspondientes a las diversas muestras con diferentes condiciones de humedad inicial y peso específico seco tienen forma similar, aunque exhiben diferencias significativas en la magnitud y rapidez del hinchamiento.

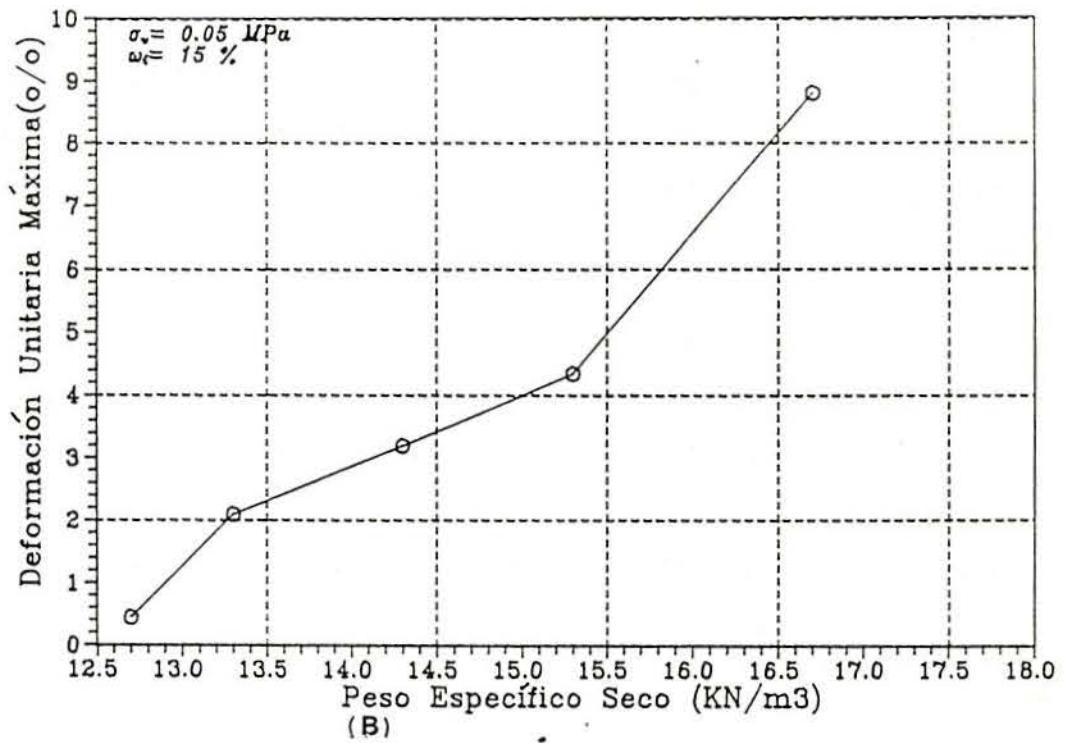
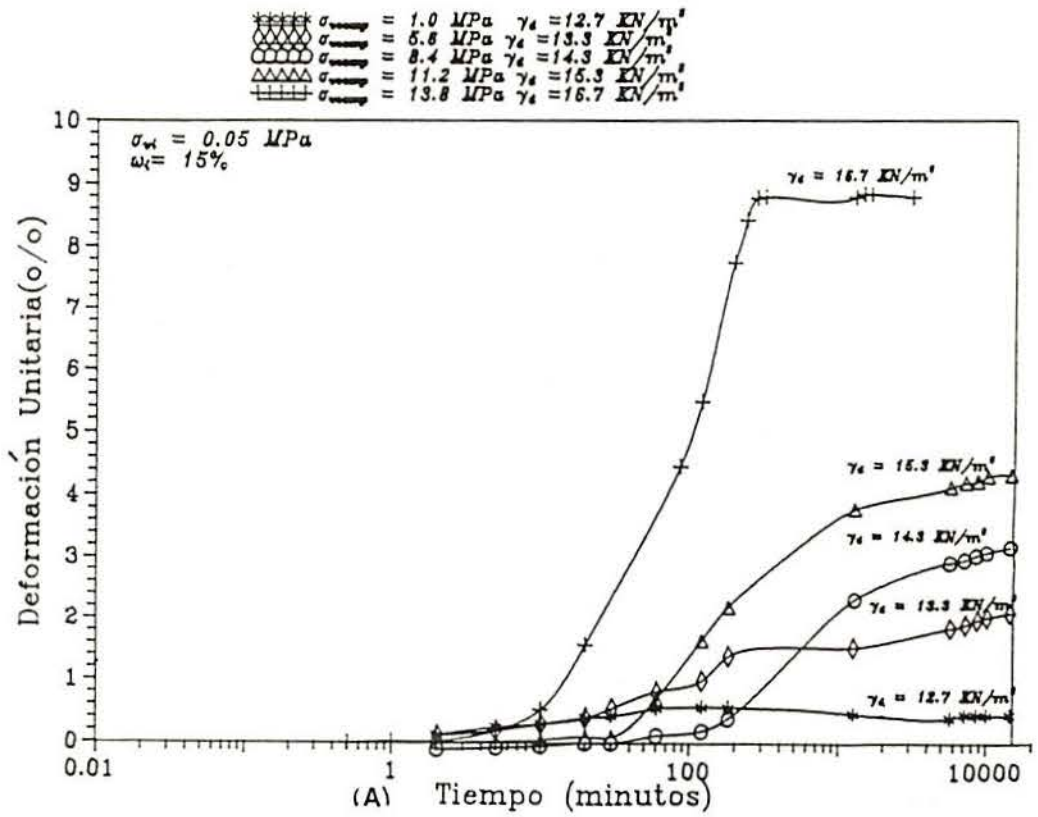


Figura 4.19 - Curvas de deformación unitaria máxima relacionada con:  
 a) tiempo. b) Peso específico seco.

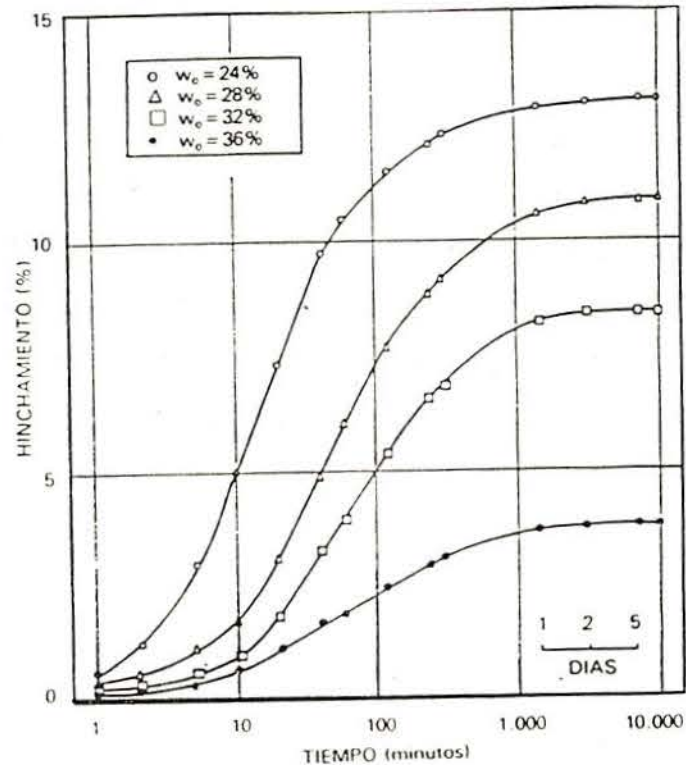


Figura 4.20 - Evolución del hinchamiento libre con el tiempo para diferentes humedades, para un suelo compactado con un peso específico seco de  $13.4 \text{ kN/m}^3$  (Pousada, 1984)

Se hicieron también ensayos de presión de hinchamiento manteniendo el volumen constante sobre muestras compactadas de baja densidad ( $e_0 = 1.06$ ). En la figura 4.21 se presentan la evolución de la presión de hinchamiento en función del tiempo, en dos casos: inundación y sin inundación. En el primer la muestra se inundó de acuerdo con un procedimiento habitual. En el segundo ensayo la muestra se mantiene a humedad natural. En paralelo con el comportamiento observado en los ensayos de hinchamiento también en este segundo caso se observa un fenómeno de evolución interna de la muestra que induce a una variación de la presión de hinchamiento con el tiempo, similar a la que se mide en la muestra inundada.

La presión de hinchamiento máximo se ha encontrado en un tiempo intermedio. Este comportamiento ha sido encontrado por otros autores (Brackley, 1973; Hodek y Lovell, 1979) y ha sido interpretado por Alonso et al (1989).

Pousada (1984) presenta también la evolución de la presión de hinchamiento con el tiempo tras la inundación para una muestra compactada con humedad del 32% y peso específico seco de  $13.4 \text{ kN/m}^3$  (figura 4.22). Podemos observar que el valor de la presión de hinchamiento es mayor que el obtenido en esta investigación. Este valor más elevado de presión de hinchamiento está relacionado con el peso específico seco inicial adoptado por Pousada (1984) que es más alto que adoptado en el presente trabajo. Por otro lado, la humedad inicial elegida en esta investigación es menor. En la figura 4.23 se representan estos resultados.

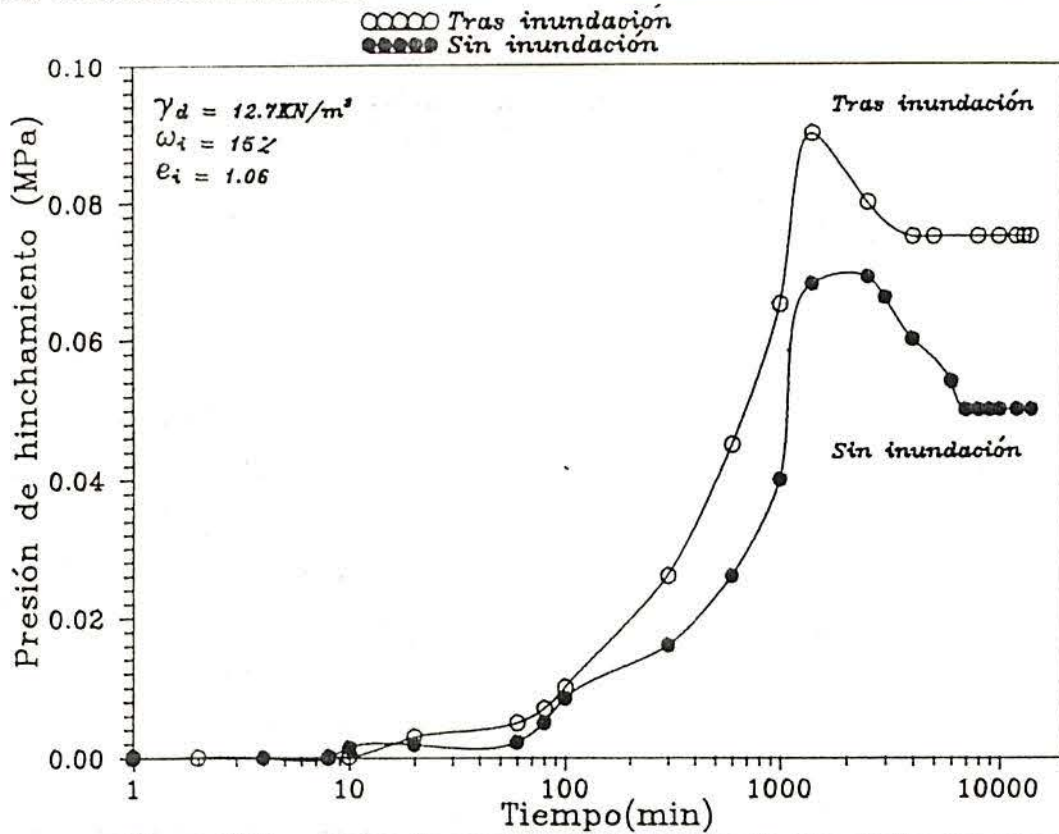


Figura 4.21 - Curva de presión de hinchamiento con el tiempo tras la inundación y sin inundación.

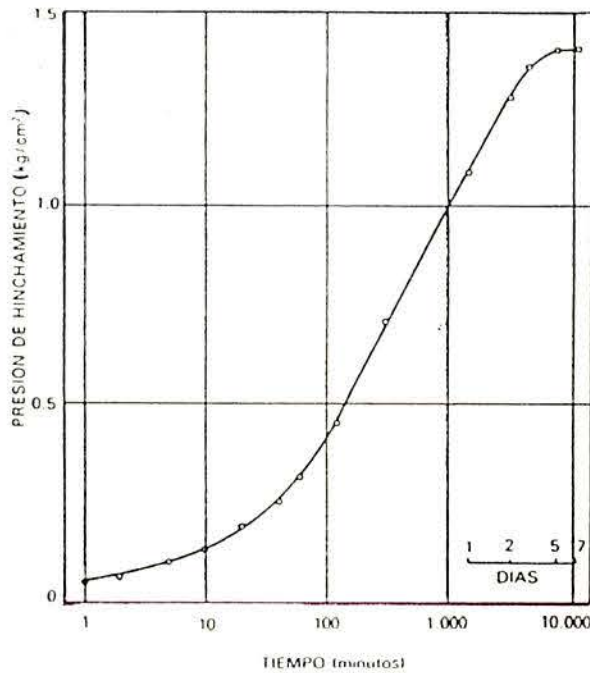


Figura 4.22 - Curva de presión de hinchamiento con el tiempo tras la inundación para una muestra compactada con  $\gamma_d = 13.4 \text{ kN/m}^3$  y  $w_i = 32\%$ .

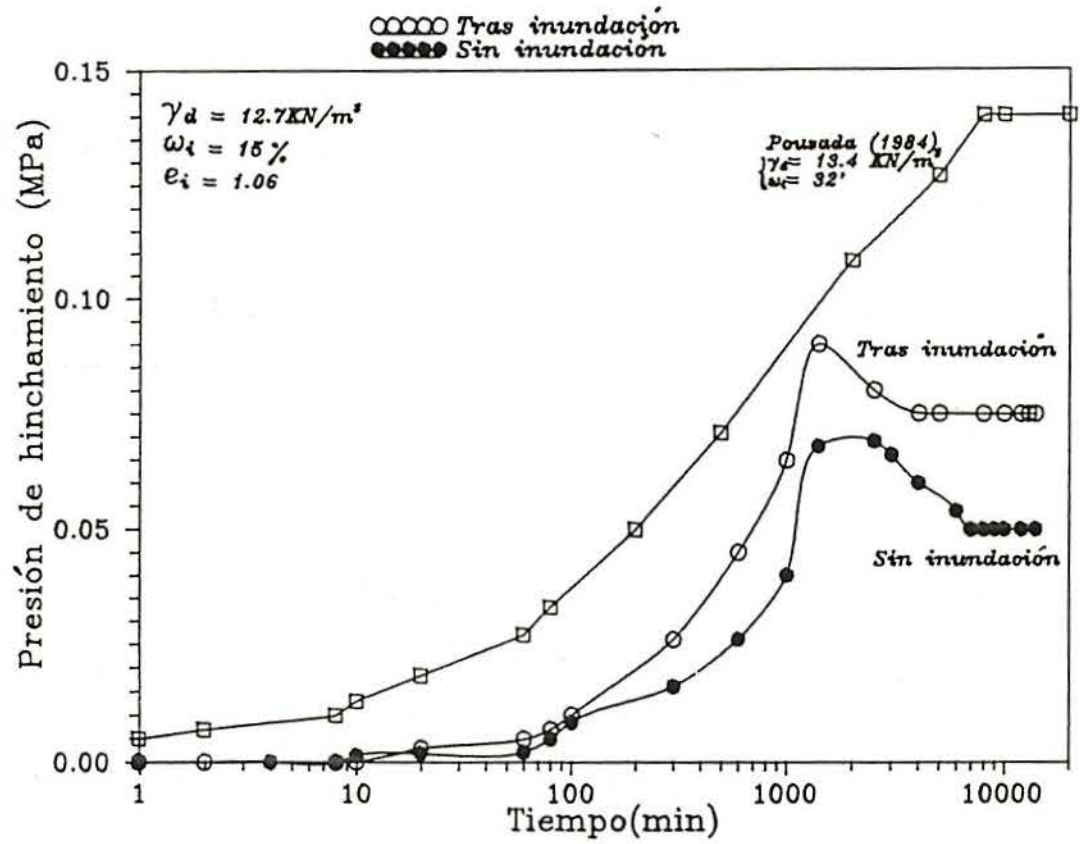


Figura 4.23 - Comparación entre las curvas de presión de hinchamiento con el tiempo obtenidas por Pousada (1984) y por el presente trabajo.



#### 4.4.4.- Ensayos Edométricos con Control de Succión

Las muestras compactadas y previamente en reposo durante 24 horas eran colocadas sobre la base entre las dos piedras porosas. En el edómetro se aplicaba una pequeña carga vertical sobre la muestra de 0.001 MPa para ajustar el mecanismo de transmisión de las presiones. Posteriormente, se aplicaba la primera presión prevista en la trayectoria tensional elegida ( $\sigma^v$ ), la presión de aire ( $u_a$ ), la presión de agua ( $u_w$ ) con lo que se imponía a la muestra la succión deseada ( $u_a - u_w$ ). El período para cada carga estaba relacionado con la estabilidad de los desplazamiento medidos con el comparador. Cuando se estabilizaban las deformaciones, se procedía la reducción de la succión hasta cero, o sea, incrementaba la presión de agua ( $u_w$ ) hasta igualar a la presión de aire ( $u_a$ ). Los ensayos han tenido como variables las trayectorias de humedecimiento y de carga.

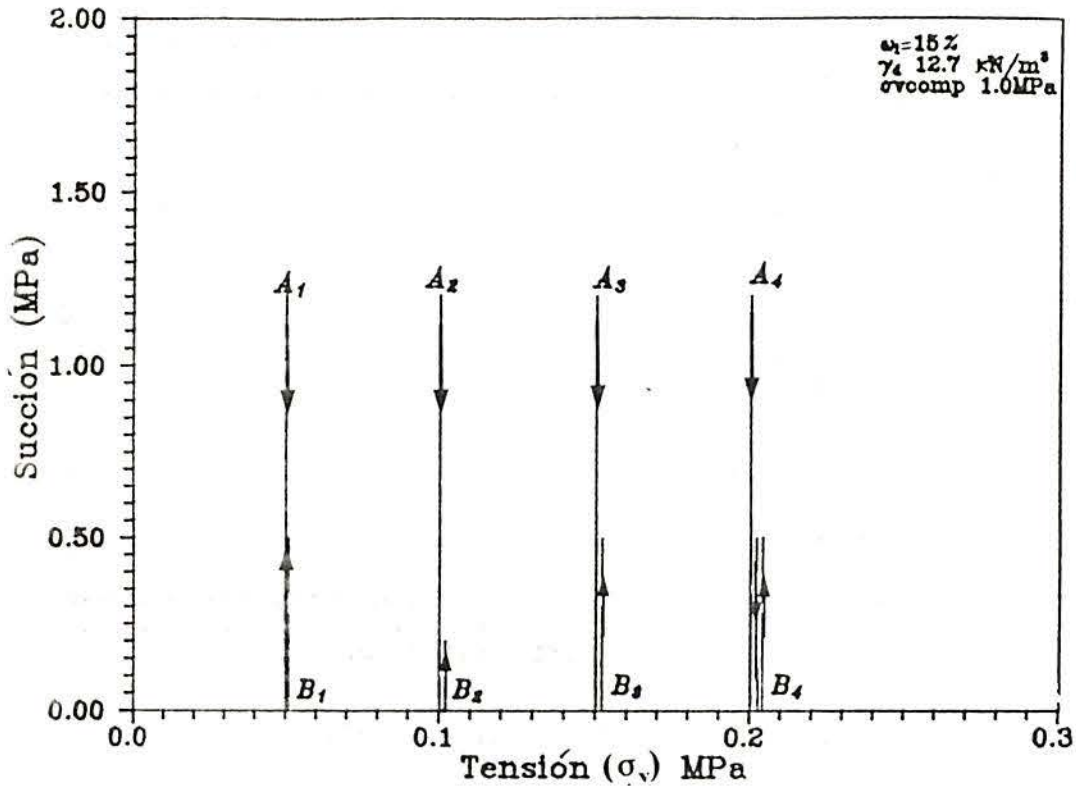
Las deformaciones producidas en la primera fase del ensayo (relajación de tensiones y imposición de la succión ) no son considerados para posteriores cálculos de cambios de volumen de la muestra.

Los ensayos edométricos con succión controlada fueron realizados con las células descritas en el apartado 3.2.2.

Los valores escogidos se sitúan en la rama seca de la curva de compactación dinámica y fueron los siguientes:

- Peso específico seco = 12.7 kN/m<sup>3</sup>
- Humedad inicial = 15%
- Succión inicial = 1.2 MPa (obtenida mediante la técnica del papel de filtro)
- Tensión de compactación = 1.0 MPa
- Índice de poros = 1.06

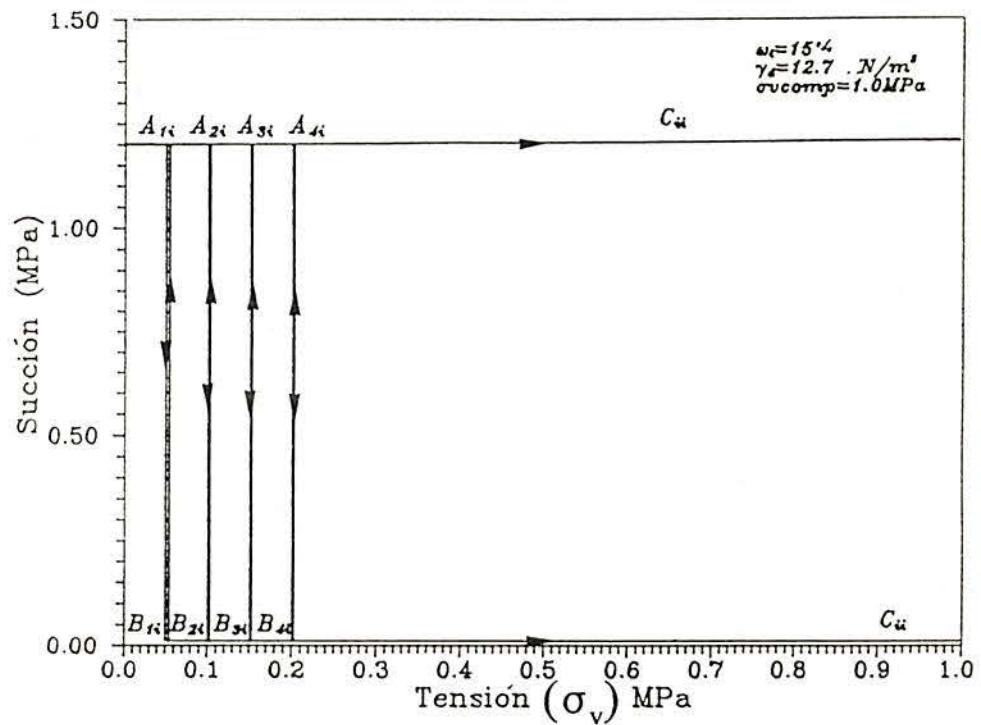
En la figura 4.24 se muestra la trayectoria de tensión seguida en los ensayos. Inicialmente se definió una trayectoria tensional tal como se indica en el esquema de la figura 4.25. En la primera fase, se imponían una succión inicial de 1.2 MPa (medida en la muestra) y una carga vertical (0.05 MPa, 0.1 MPa, 0.15 MPa y 0.2 MPa) para cada muestra. En la otra fase se reducía la succión hasta cero midiendo en cada escalón las deformaciones producidas. Cuando se alcanzaba la succión cero, volvía a aumentarla hasta llegar al valor inicial (1.2 MPa). Posteriormente se aplicaban varios ciclos de humedecimiento y desaturación y en la fase final se aumentaba progresivamente la carga vertical. Para cada incremento de carga se medían las deformaciones después de estabilizar las lecturas. Esta trayectoria resultó inviable debido a que la membrana de celulosa utilizada se rompía después un cierto tiempo de utilización (aproximadamente dos semanas). Para cada escalón de reducción de la succión, el tiempo de equilibrio de las deformaciones era largo, cerca de 4 a 10 días. En las figuras 4.26 (a), (b), (c) y (d) se presentan las curvas de volumen específico y succión para cada tensión vertical. La figura 4.26 (e) muestra todas las curvas de hinchamiento para distintos valores de tensión vertical (0.05 MPa, 0.1 MPa, 0.15 MPa y 0.2 MPa). Los ciclos de humedecimiento-secado aplicados provocan deformaciones volumétricas irreversibles (plásticas) en todos los casos. Para valores bajos de la tensión de confinamiento esta deformación irreversiblemente es de hinchamiento. Este resultado es similar al encontrado por Chu y Mou (1973). Sin embargo, a tensiones de confinamiento más altas, las muestras experimentan una compresión irreversible en el curso de la aplicación del ciclo de succión. En las muestras ensayadas la transición hinchamiento-compresión irreversible se produce a una tensión aplicada de 0.125 MPa, tal como indica la figura 4.26 (f) donde se ha representado la deformación volumétrica irreversiblemente al final del ciclo de succión en función de la tensión vertical aplicada. Los resultados obtenidos mostraron que la arcilla de Madrid compactada a densidades secas bajas ( $12.7 \text{ kN/m}^3$ ) presenta hinchamientos pequeños cuando se le reduce la succión.



TRAYECTORIA TENSIONAL PARA ARCILLA GRIS DE MADRID

- Tramo A<sub>1</sub> = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.05 MPa  
Reducción de la succión de: 1.2 MPa hasta 0.0 MPa
- Tramo B<sub>1</sub> = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.05 MPa  
Aumento de la succión de: 0.0 MPa hasta 0.5 MPa
- Tramo A<sub>2</sub> = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.1 MPa  
Reducción de la succión de: 1.2 MPa hasta 0.0 MPa
- Tramo B<sub>2</sub> = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.1 MPa  
Aumento de la succión de: 0.0 MPa hasta 0.2 MPa
- Tramo A<sub>3</sub> = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.15 MPa  
Reducción de la succión de: 1.2 MPa hasta 0.0 MPa
- Tramo B<sub>3</sub> = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.15 MPa  
Aumento de la succión de: 0.0 MPa hasta 0.5 MPa
- Tramo A<sub>4</sub> = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.2 MPa  
Reducción de la succión de: 1.2 MPa hasta 0.0 MPa
- Tramo B<sub>4</sub> = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.2 MPa  
Aumento de la succión de: 0.0 MPa hasta 0.5 MPa  
Reducción de la succión de : 0.5 hasta 0.0 MPa  
Aumento de la succión de : 0.0 MPa hasta 0.5 MPa

Figura 4.24 - Trayectoria de tensiones seguida para este ensayo.



## TRAYECTORIA TENSIONAL PARA ARCILLA GRIS DE MADRID

- Tramo  $A_{1i}$  = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.05 MPa  
Reducción de la succión de: 1.2 MPa hasta 0.0 MPa
- Tramo  $B_{1i}$  = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.05 MPa  
Aumento de la succión de: 0.0 MPa hasta 1.2 MPa
- Tramo  $A_{2i}$  = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.1 MPa  
Reducción de la succión de: 1.2 MPa hasta 0.0 MPa
- Tramo  $B_{2i}$  = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.1 MPa  
Aumento de la succión de: 0.0 MPa hasta 1.2 MPa
- Tramo  $A_{3i}$  = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.15 MPa  
Reducción de la succión de: 1.2 MPa hasta 0.0 MPa
- Tramo  $B_{3i}$  = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.15 MPa  
Aumento de la succión de: 0.0 MPa hasta 1.2 MPa
- Tramo  $A_{4i}$  = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.2 MPa  
Reducción de la succión de: 1.2 MPa hasta 0.0 MPa
- Tramo  $B_{4i}$  = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.2 MPa  
Aumento de la succión de: 0.0 MPa hasta 1.2 MPa

$C_u$  = aumento de la tensión hasta 1.0 MPa

$i = 1 \ 2 \ 3 \ y \ 4$

Figura 2.25 - Trayectoria de tensiones propuesta para los ensayos edométricos con succión controlada.

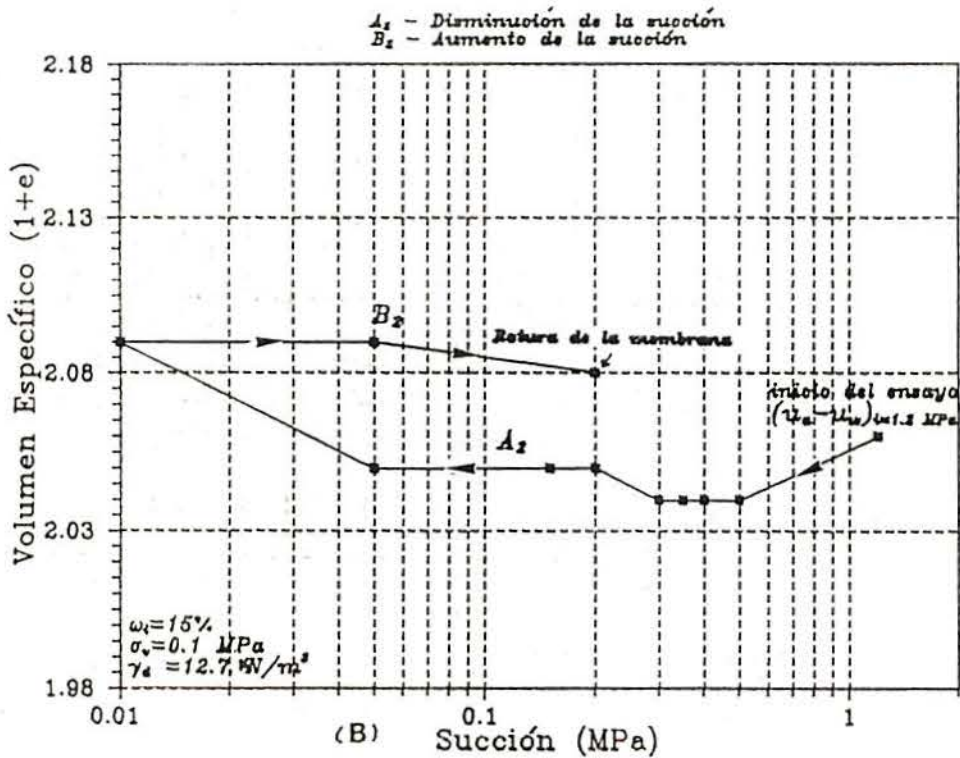
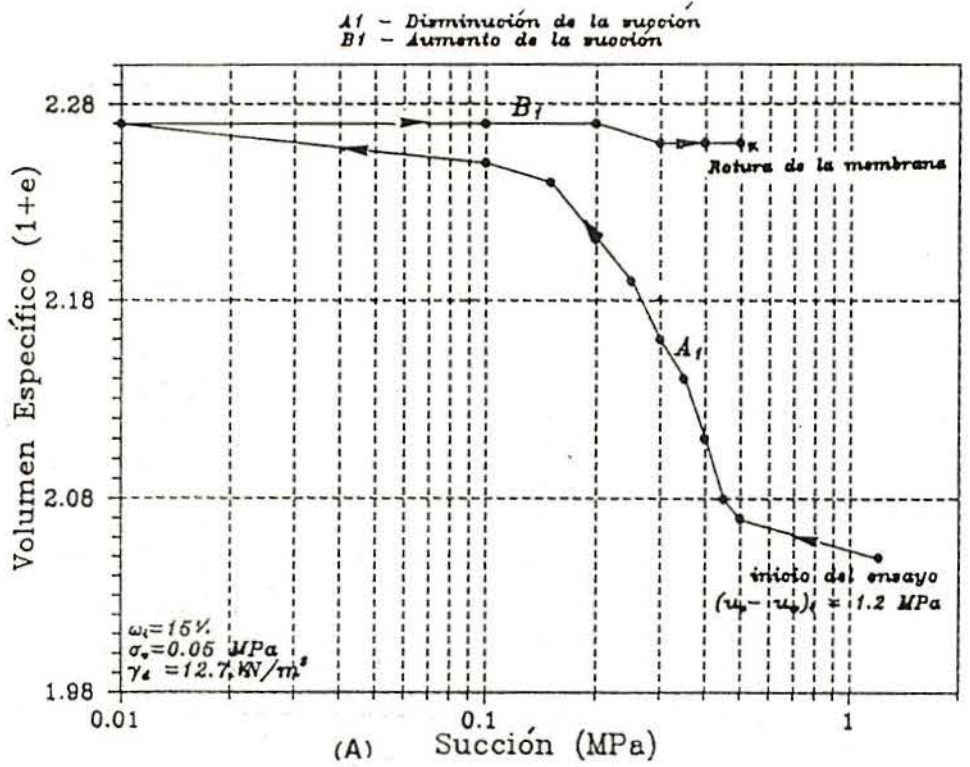


Figura 4.26 - Curvas de volumen específico en función de la succión para: a)  $\sigma_v = 0.05 \text{ MPa}$ . b)  $\sigma_v = 0.1 \text{ MPa}$ .

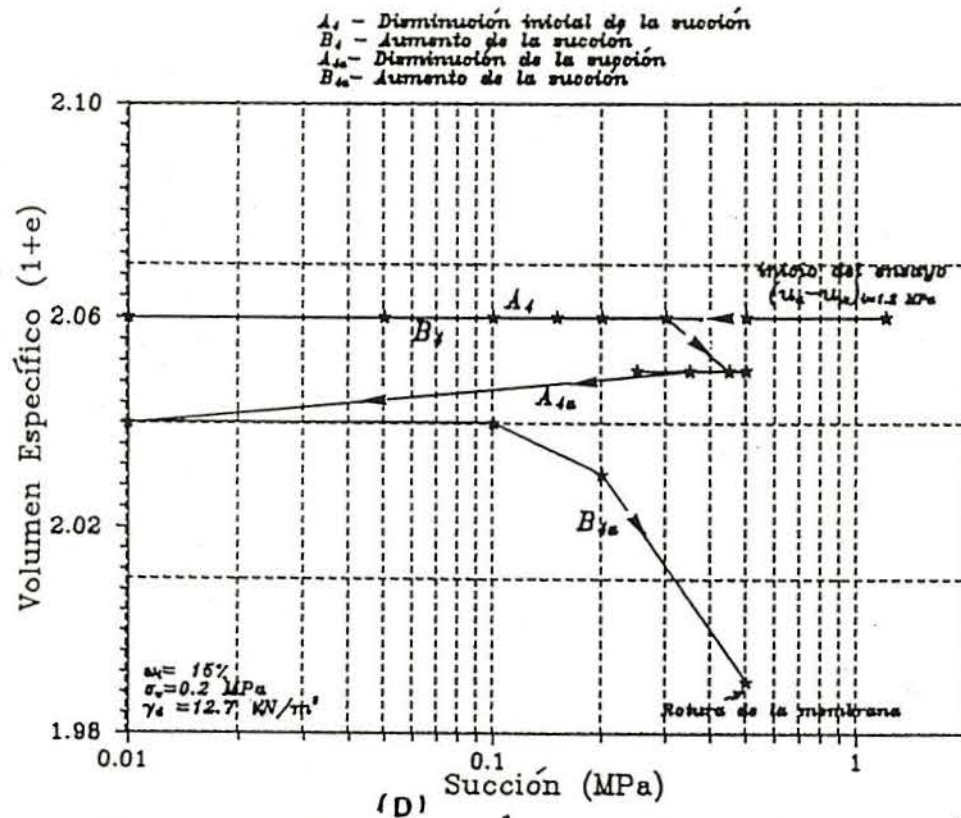
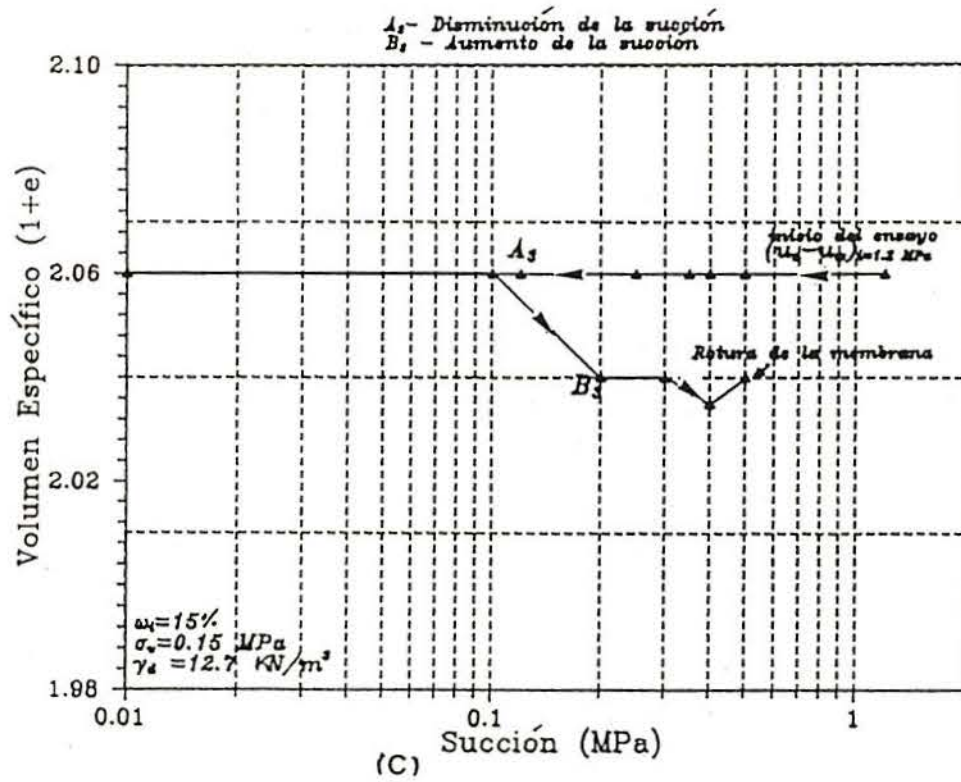


Figura 4.26 - Curvas de volumen específico en función de la succión para: c)  $\sigma_v = 0.15 \text{ MPa}$  d)  $\sigma_v = 0.2 \text{ MPa}$ .

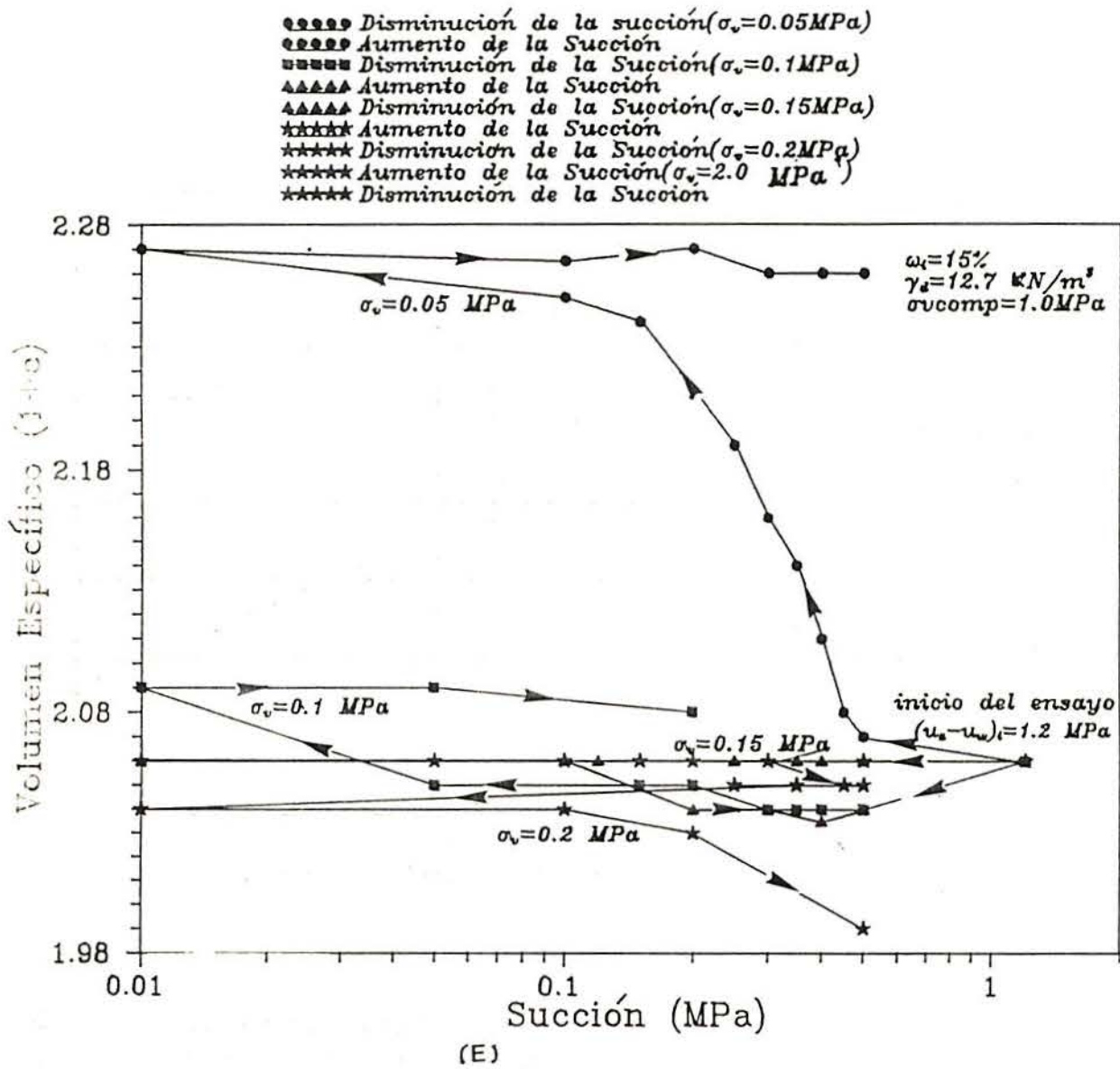


Figura 4.26 - Curvas de volumen específico en función de la succión para: e) distintos valores de tensión vertical.

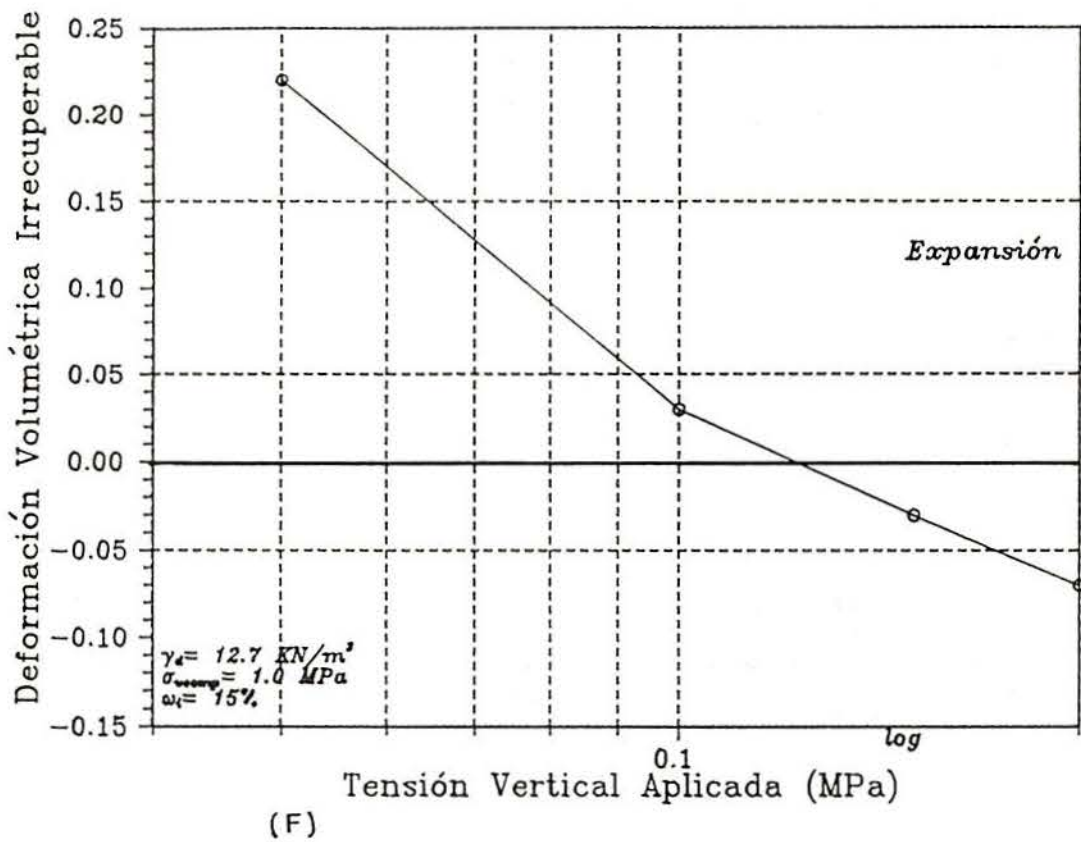


Figura 4.26 - Curvas de volumen específico en función de la succión para: f) deformación volumétrica irrecuperable en función de la tensión.

El comportamiento expansivo en términos de cambios de volumen en la arcilla de Madrid no fue satisfactorio para reproducir el modelo debido a que las deformaciones de hinchamiento medidas no fueron significativas.



Por este motivo y también por el largo tiempo para estabilizar cada escalón de carga aplicada (baja permeabilidad), se optó por ensayar muestras con una mezcla de arcilla y arena y con valores elevados de los pesos específicos secos. La ausencia de expansividad significativa en las muestras de arcilla gris de Madrid es debida a la ausencia de minerales expansivos, tal como se deduce de los análisis de difractograma de rayos X (apartado 4.2.1).

## 4.5.- RESULTADOS DE ENSAYOS PARA UNA MEZCLA DE ARCILLA GRIS Y ARENA

### 4.5.1.- Aspectos Generales

Los ensayos edométricos convencionales sobre muestras constituidas por mezcla de arcilla y bentonita necesitaban mucho tiempo para llegar a estabilizarse en cada escalón de carga. Por otra parte, los ensayos de succión controlada sobre este material eran inviables en tiempos razonables y además existía el problema de duración de la membrana.

La mayor permeabilidad de la arcilla gris de Madrid permitió la realización de algunos ensayos de succión controlada descritos en el apartado anterior. Sin embargo, las trayectorias debían ser relativamente simples para evitar la rotura de la membrana en el curso del ensayo. Por estas razones se decidió realizar una última serie de ensayos sobre un material más permeable: mezcla de arcilla gris y arena a diferentes pesos específicos. La corta duración de la membrana de celulosa en los ensayos anteriores se cambió en esta fase por una piedra porosa de alta resistencia al paso del aire (5 bar).

Para cada peso específico seco se realizaron ensayos de inundación en condiciones edométricas bajo cargas diferentes con cuatro valores de la humedad diferentes. Los valores de la humedad fueron fijados de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}\omega_1 &= \omega_{\min} = 3\% \\ \omega_2 &= \omega_{\min} + 0.25(\omega_{\max} - \omega_{\min}) \\ \omega_3 &= \omega_{\min} + 0.50(\omega_{\max} - \omega_{\min}) \\ \omega_4 &= \omega_{\min} + 0.75(\omega_{\max} - \omega_{\min})\end{aligned}$$

Donde  $\omega$  es la humedad máxima para grado de saturación igual a uno.

En la tabla 4.5 se indican los pesos específicos secos utilizados y el valor de la humedad máxima para el grado de saturación de 100%.

$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14.5	16.0	17.0	18.0	19.0
$\omega_{max}$ (%)	31.5	25.00	21.40	18.00	15.20

Tabla 4.5 - Humedad máxima ( $S_r = 100\%$ ) para cada peso específico seco.

Los valores de humedades utilizadas para la mezcla, para cada peso específico están expresos en la tabla 4.6.

La figura 4.27 indica los puntos definidos en función de peso específico seco y humedad inicial antes del ensayo, conforme descritos en la tabla 4.6.

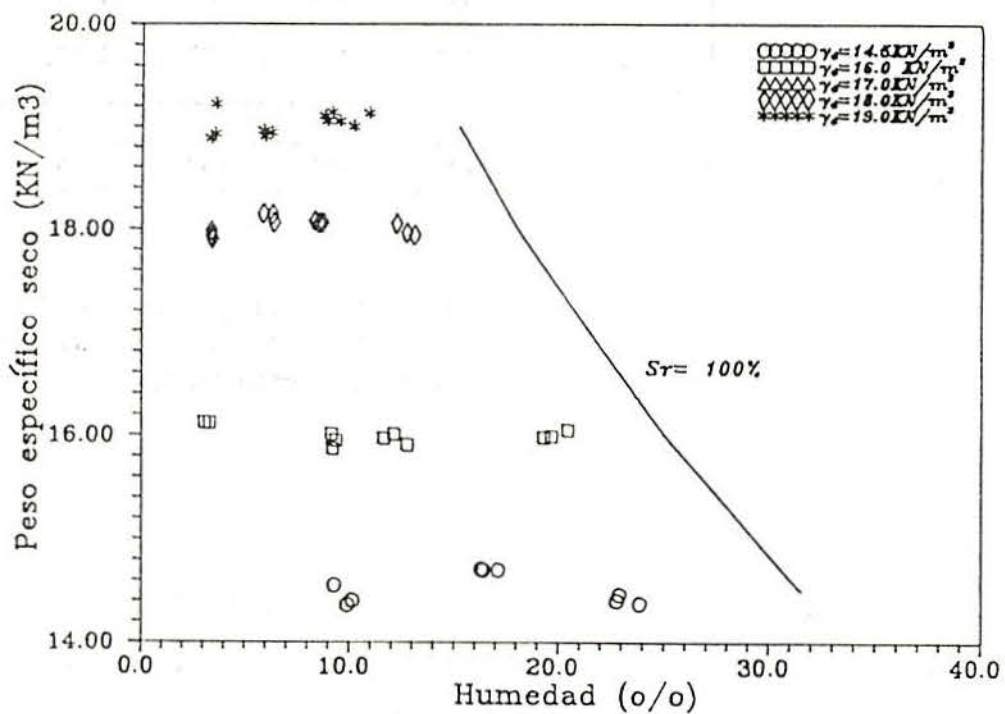


Figura 4.27 - Valores de pesos específicos secos en función de las humedades elegidas para ensayos edométricos convencionales.

$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$\omega_4$
14.5(±0.021)	-	10.13	16.32	22.78
	-	9.89	16.41	22.8
	-	9.27	17.13	23.84
16.0(±0.013)	3.32	9.14	11.64	19.30
	3.04	9.34	12.75	19.68
	3.30	9.19	12.11	20.45
17.0(±0.012)	3.37	6.04	10.15	14.48
	3.37	5.81	10.57	14.85
	3.65	7.53	10.64	14.67
18.0(±0.015)	3.37	5.86	8.32	13.08
	3.44	6.38	8.53	12.27
	3.37	6.30	8.69	12.7
19.0 (±0.22)	3.57	5.87	8.79	9.49
	3.33	5.93	9.13	10.18
	3.56	6.23	8.9	10.91

Tabla 4.6 - Humedades utilizadas para cada valor de peso específico seco de acuerdo con las ecuaciones arriba para los ensayos edométricos convencionales.

La mezcla se preparó en una proporción de 30% de arcilla y 70% de arena, tratando de hacer la muestra lo más homogénea posible antes de agregar el agua necesaria para obtener la humedad requerida para el punto del ensayo. Una vez mezclada (agua y suelo), se dejaba dentro de la cámara húmeda durante 7 días para homogeneizar. Posteriormente, se retiraba la mezcla homogeneizada para compactación hasta alcanzar el peso específico seco deseado.

Las cargas verticales aplicadas en cada caso fueron de 0.01 MPa, 0.05 MPa y 0.1 MPa.

En el caso de peso específico de  $14.5 \text{ kN/m}^3$  no fue posible realizar el ensayo con la humedad mínima debido a que la muestra se desagregaba después de la compactación.

#### 4.5.2.- Curva Característica (Succión con la Humedad)

Las curvas características de succión versus humedad fueron obtenidas mediante un psicrómetro desarrollado por Soils Mechanics Instrumentation (SMI), basado en la medida de la temperatura a través de transistores. Previamente el psicrómetro debe haber sido puesto a cero, consistiendo esta operación en utilizar como muestra agua destilada y llevar todas las medidas iniciales a un valor estable para tomarlo como referencia o valor inicial. Luego después de colocar las muestras en el equipo se dejaba estabilizar las lecturas de nuevo en un intervalo de tiempo de aproximadamente dos horas y se realizaban las lecturas finales. La diferencia entre la lectura inicial y la final determinaba el valor de la succión, mediante una ecuación definida para cada canal utilizada. Con los valores de la succión y sus respectivos grados de saturación se construyeron las gráficas para así obtener la succión inicial para los ensayos.

Para la realización de este ensayo se prepararon muestras de suelo, como se indicó en el apartado 4.4.1, con diferentes humedades para los dos casos extremos de peso específico seco de  $14.5 \text{ kN/m}^3$  y  $19.0 \text{ kN/m}^3$  (figuras 4.28 y 4.29).

En la figuras 4.30 se aprecian las curvas características para pesos específicos seco de  $14.5 \text{ kN/m}^3$  y  $19.0 \text{ kN/m}^3$ . Para un mismo valor de grado de saturación, la succión es mayor para mayor peso específico seco. Se sabe que la muestra de mayor densidad exhibe menor tamaño de poro que la muestra de menor densidad. Cuanto menor es el tamaño de poro, menor es el rayo de curvatura del mismo y por lo tanto mayor es la succión.

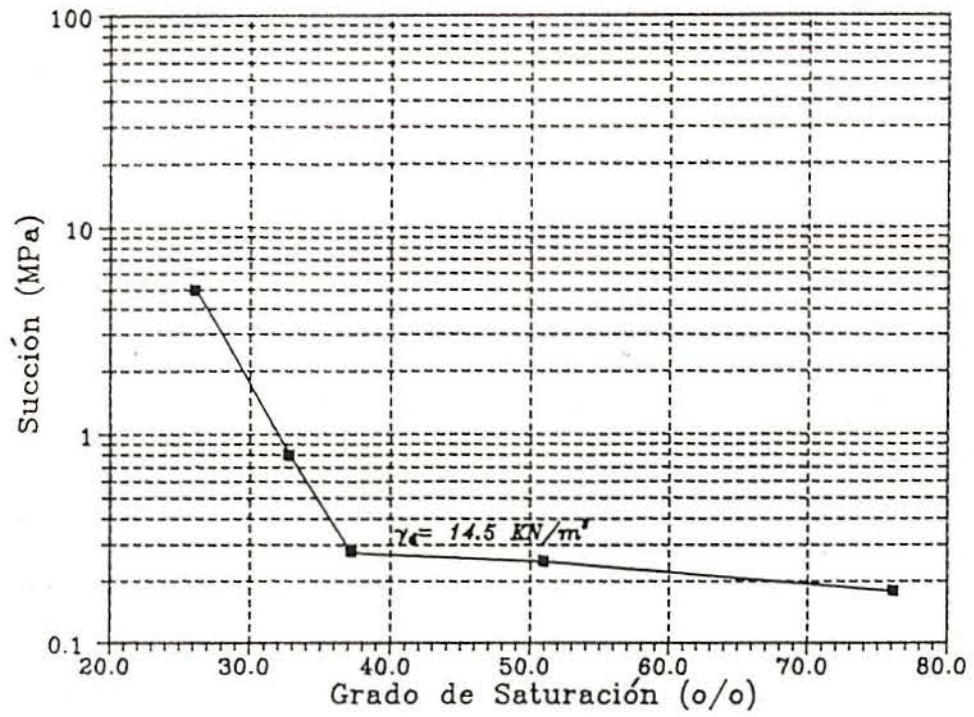


Figura 4.28 - Curva característica para mezcla de arcilla con arena ( $\gamma_d = 14.5 \text{ kN/m}^3$ ).

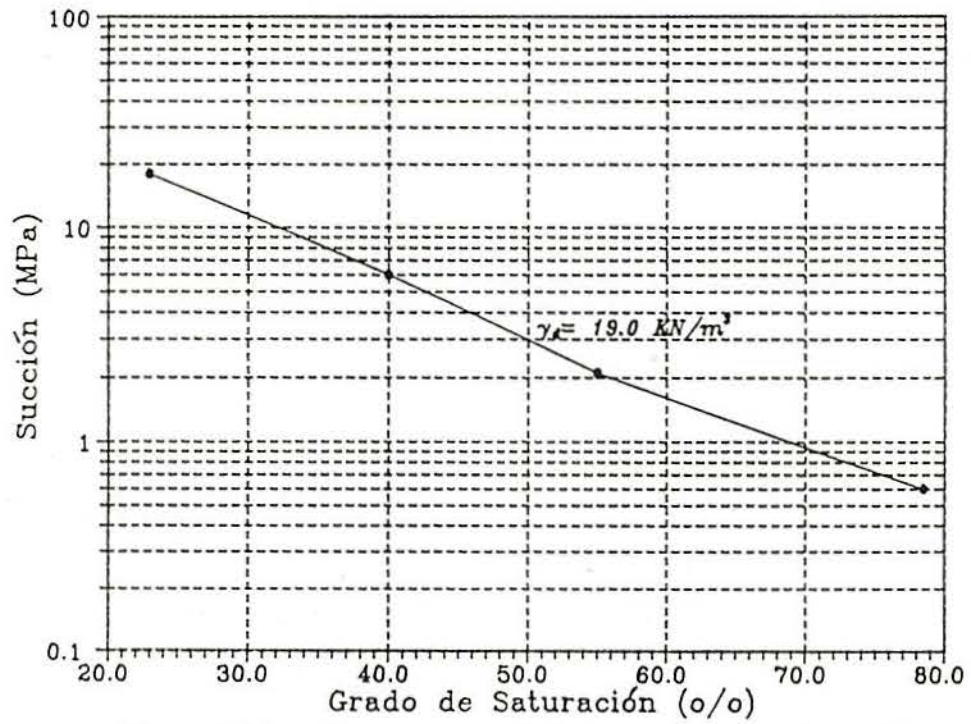


Figura 4.29 - Curva característica para mezcla de arcilla con arena ( $\gamma_d = 19.0 \text{ kN/m}^3$ ).

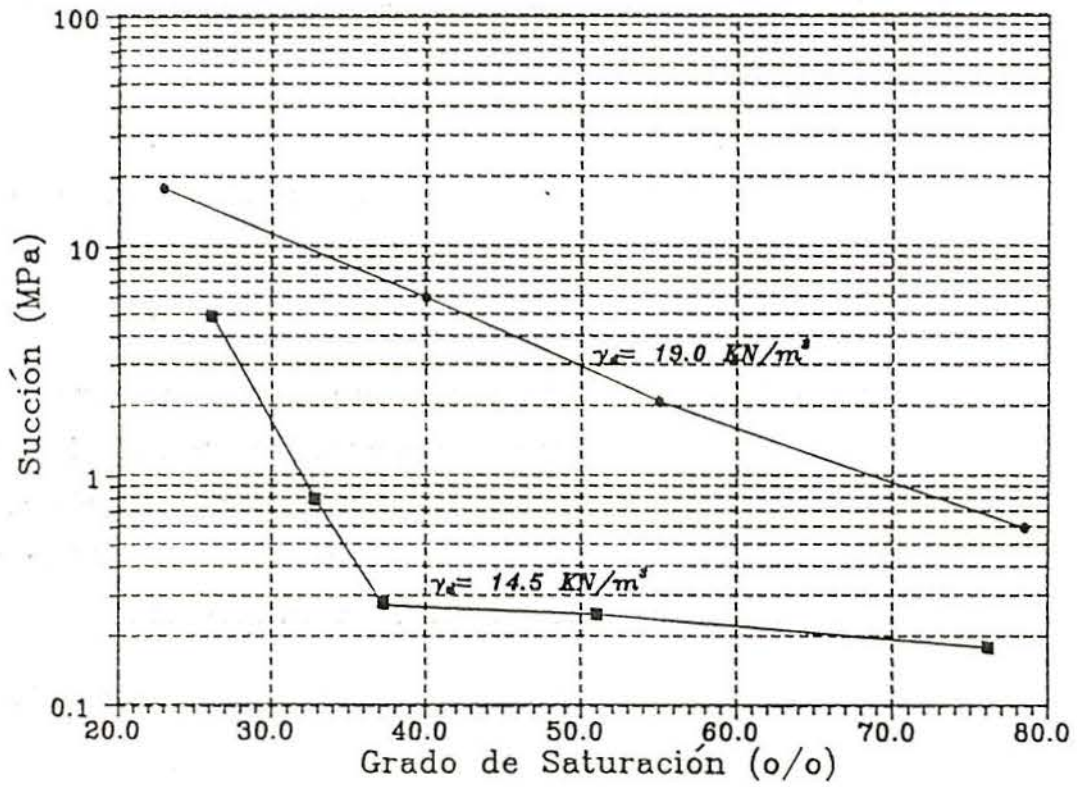


Figura 4.30 - Curvas características para mezcla de arcilla con arena con  $\gamma_d = 14.5 \text{ kN/m}^3$  y  $\gamma_d = 19.0 \text{ kN/m}^3$ .

#### 4.5.3.- Ensayos Edométricos Convencionales

En la figura 4.31 (a) se indican las deformaciones unitarias obtenidas tras la inundación en función del grado de saturación antes de inundar, para cada peso específico seco, bajo una carga aplicada de 0.01 MPa.

Las muestras más densas ( $\gamma_d = 19.0 \text{ kN/m}^3$ ) hinchan moderadamente al inundar bajo una pequeña carga aplicada (0.01 MPa) y se observa que la magnitud del hinchamiento crece cuanto menor es el grado inicial de saturación. A densidades menores el comportamiento es casi neutro con pocas variaciones entre muestras.

En la figura 4.31 (b) se presenta una gráfica similar, pero con una carga aplicada de 0.05 MPa. Se puede observar que para el peso específico menor ( $\gamma_d = 14.5 \text{ kN/m}^3$ ) se miden colapsos para grados bajos de saturación. Se observa también un pequeño hinchamiento para muestras de  $\gamma_d = 19.0 \text{ kN/m}^3$  si la saturación inicial es baja. A densidades intermedias las muestras son estables volumétricamente.

En la figura 4.31 (c) se presentan los mismos resultados para una carga aplicada de 0.1 MPa.

En el caso en que la carga aplicada es de 0.05 MPa se observa un importante colapso para el valor menor del peso específico seco y un grado de saturación inicial de 31%. También se producen pequeños hinchamientos para un grado de saturación mínimo y densidades altas.

Para una carga de 0.10 MPa se observan deformaciones de hinchamiento y de colapso, aunque los resultados medidos se consideran algo erráticos en este caso. El colapso máximo se produce para un grado de saturación del 57% y un peso específico seco de  $14.5 \text{ kN/m}^3$ . No se observa hinchamiento para un peso específico máximo ( $19.00 \text{ kN/m}^3$ ), como en casos anteriores.



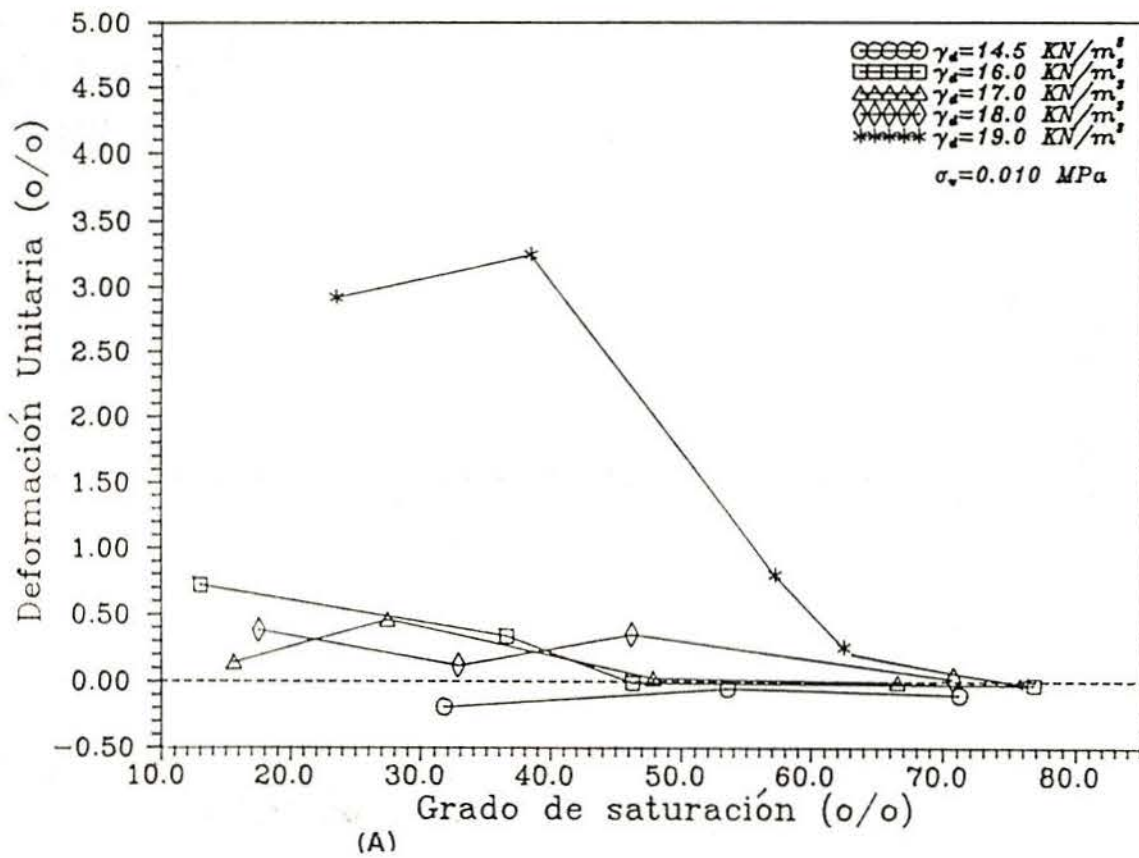


Figura 4.31 - Deformaciones unitarias después de la inundación para: a)  $\sigma_v = 0.01 \text{ MPa}$ .

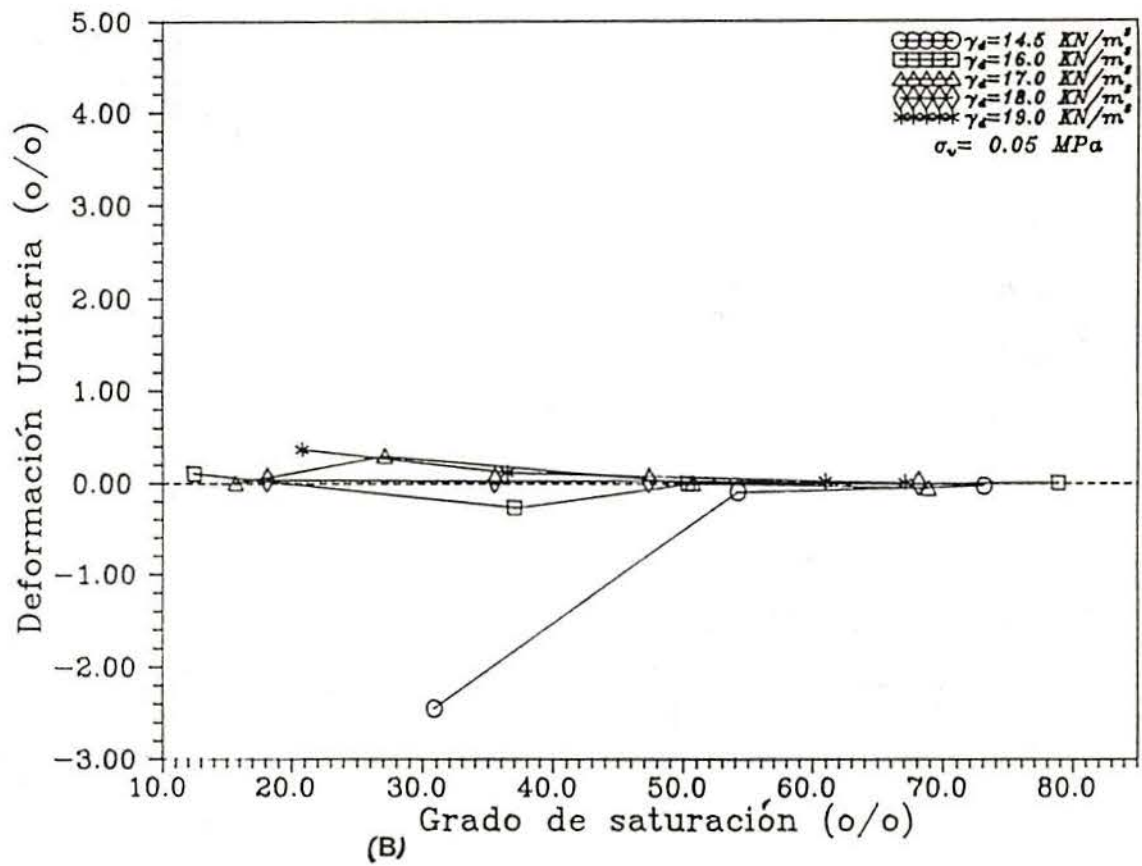


Figura 4.31 - Deformaciones unitarias después de la inundación para: b)  $\sigma_v = 0.05 \text{ MPa}$ .

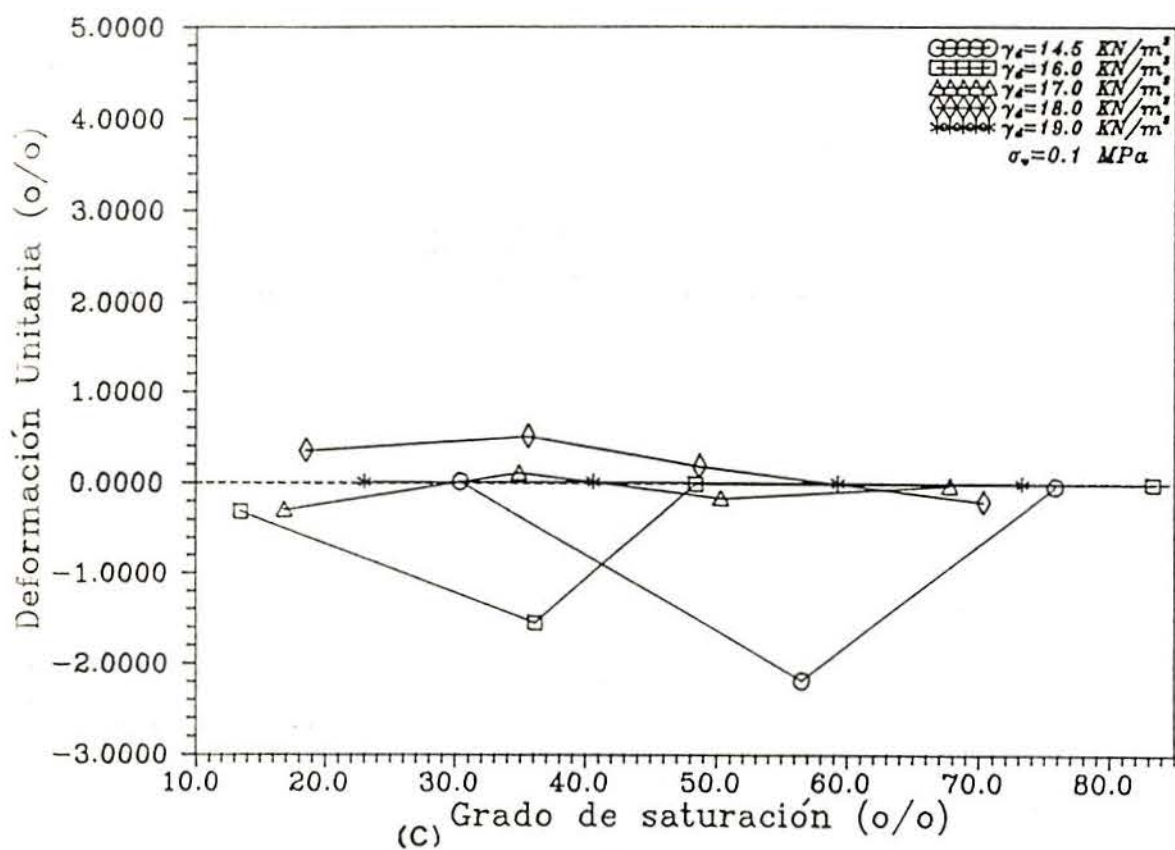


Figura 4.31 - Deformaciones unitarias después de la inundación para: c)  $\sigma_v = 0.10 \text{ MPa}$ .

En las figuras 4.32 y 4.33 representan las deformaciones unitarias con las succiones iniciales obtenidas a partir de las curvas características con pesos específicos secos de  $14.5 \text{ kN/m}^3$  y  $19.0 \text{ kN/m}^3$ , con diferentes cargas aplicadas. Estos resultados parecen indicar que el peso específico seco y la carga vertical aplicada son factores que influyen en el comportamiento del suelo. Cuanto menor es la carga vertical aplicada, mayores son los hinchamientos correspondientes a las deformaciones producidas para peso específico seco ( $19.0 \text{ kN/m}^3$ ). A medida que aumenta la carga aplicada el hinchamiento se reduce hasta que para una carga de  $0.1 \text{ MPa}$  no se producen ni hinchamiento y ni colapso. El comportamiento inverso se observa para peso específico seco de  $14.5 \text{ kN/m}^3$ .

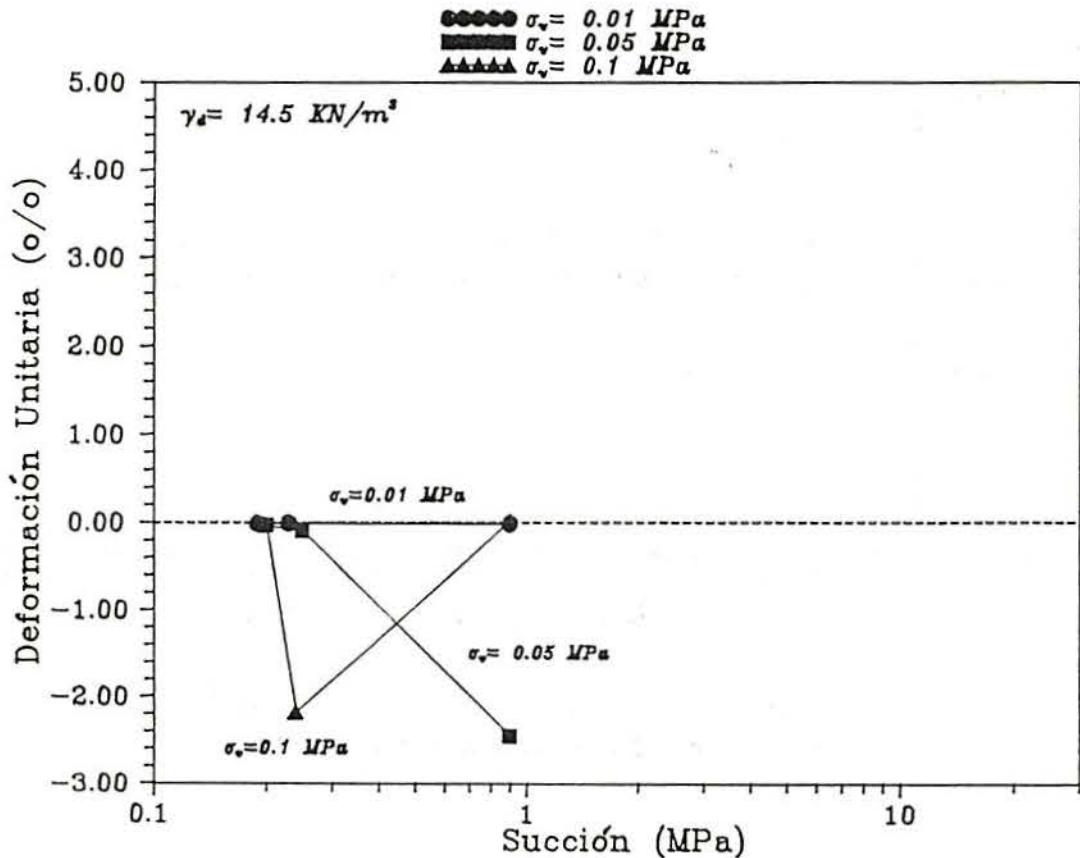


Figura 4.32 - La influencia de la succión inicial en la deformación para muestras con  $\gamma_d = 14.5 \text{ kN/m}^3$ .

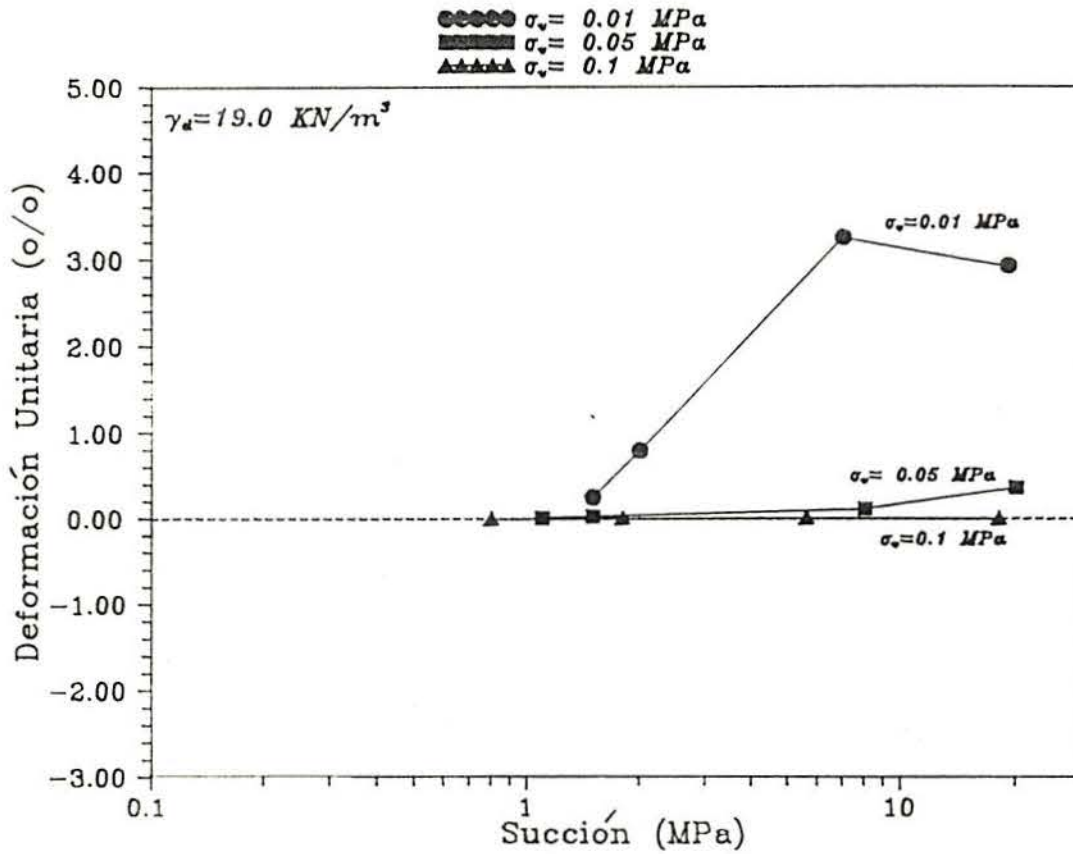
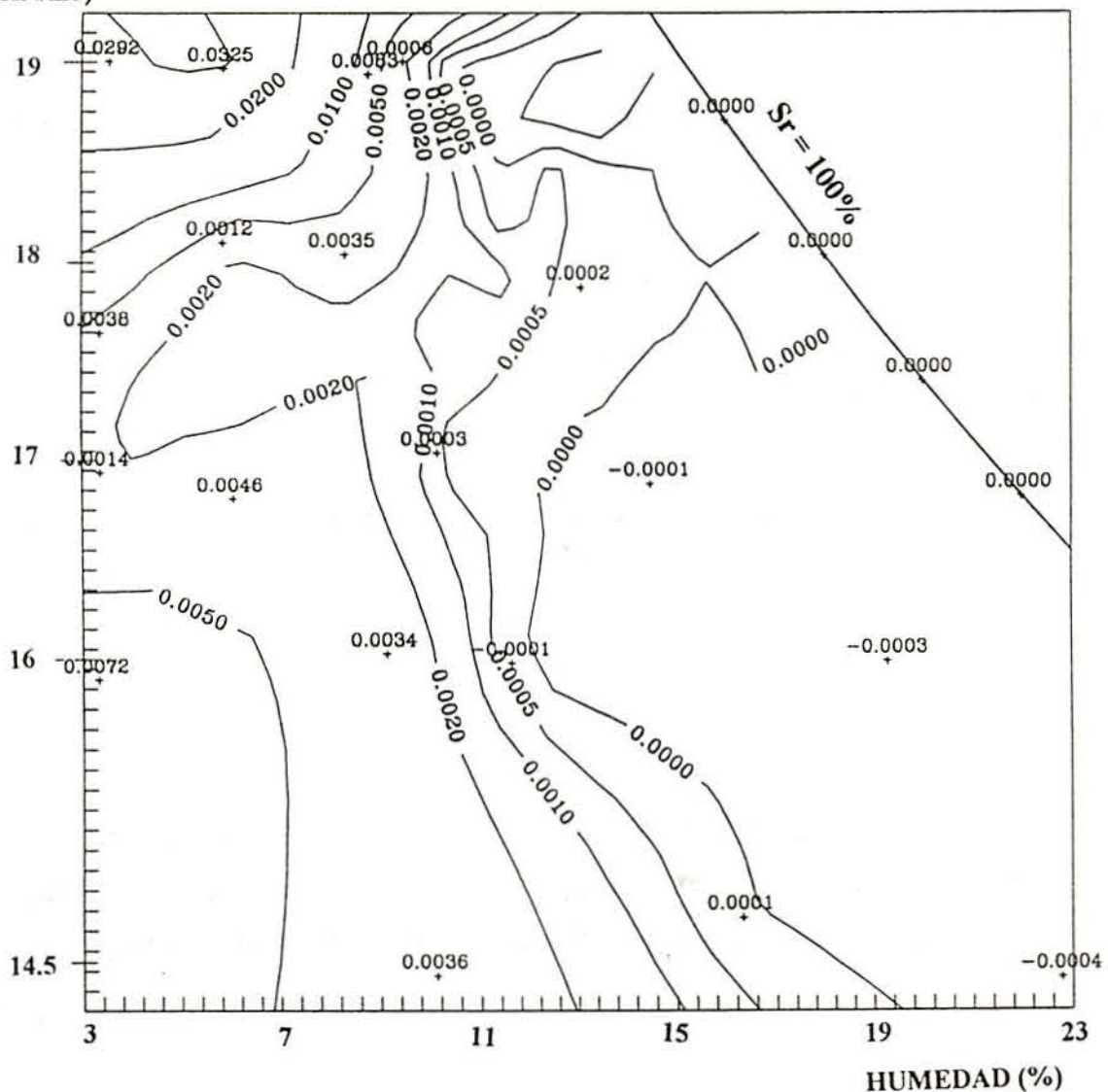


Figura 4.33 - La influencia de la succión inicial en la deformación para muestras con  $\gamma_d=19.0 \text{ kN/m}^3$ .

A continuación se presentan otros gráficos que reúnen los resultados obtenidos relacionando el peso específico seco, la deformación unitaria ( $\Delta H/H_i$ ) y la humedad para las cargas de 0.01 MPa (figura 4.34 (a)), de 0.05 MPa (figura 4.34 (b)) y de 0.1 MPa (figura 4.34 (c)). Estas gráficas se presentan en forma de curvas de nivel de deformación unitaria después de inundar.

PESO ESPECIFICO SECO  
(KN/m<sup>3</sup>)



(A)

Figura 4.34 - Gráfica de deformación unitaria en función del peso específico seco para a)  $\sigma_v = 0.01$  MPa.

**PESO ESPECIFICO SECO  
(KN/m3)**

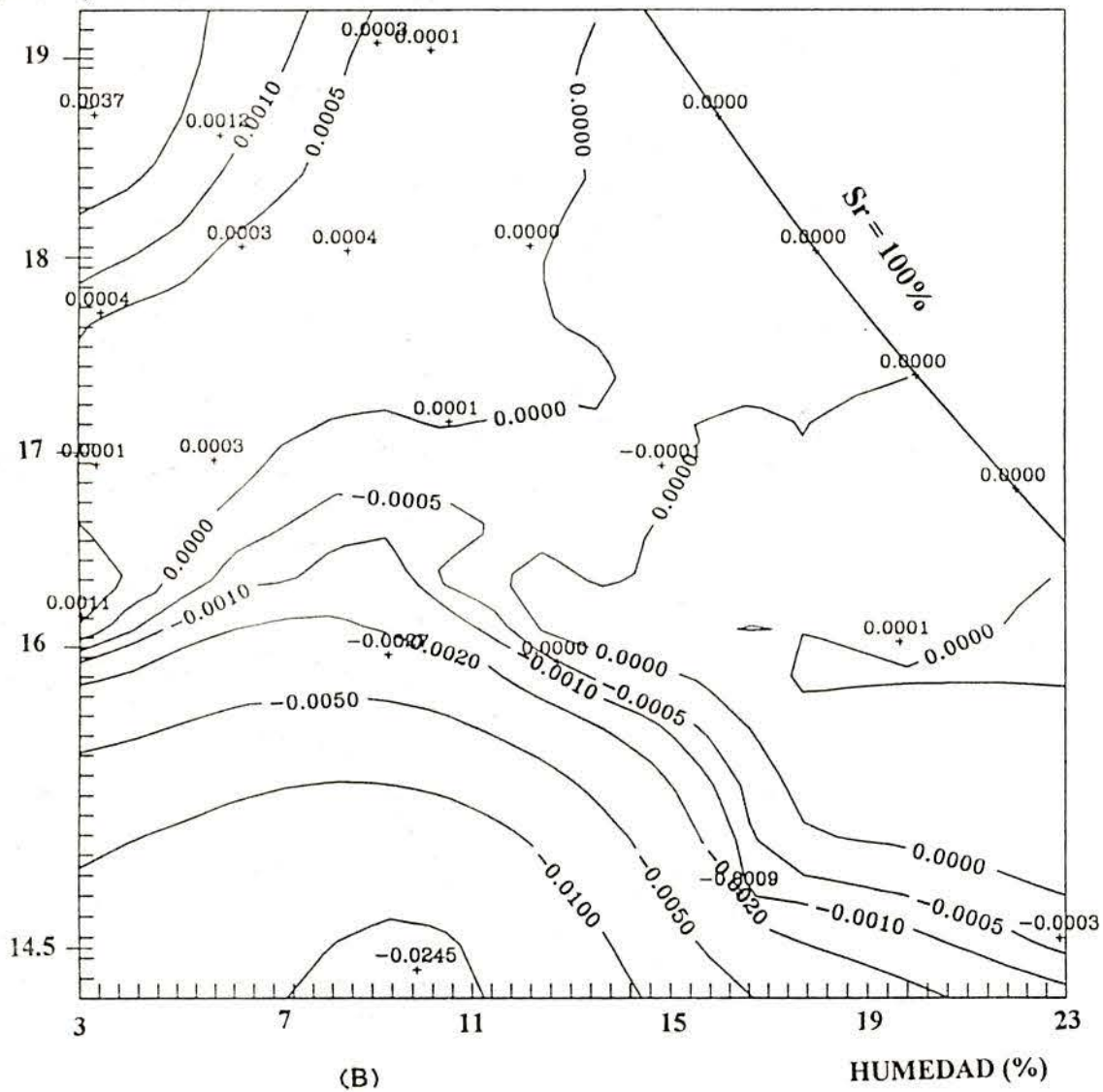


Figura 4.34 - Gráfica de deformación unitaria en función del peso específico seco para: b)  $\sigma_v = 0.05$  MPa.

PESO ESPECIFICO SECO  
(KN/m<sup>3</sup>)

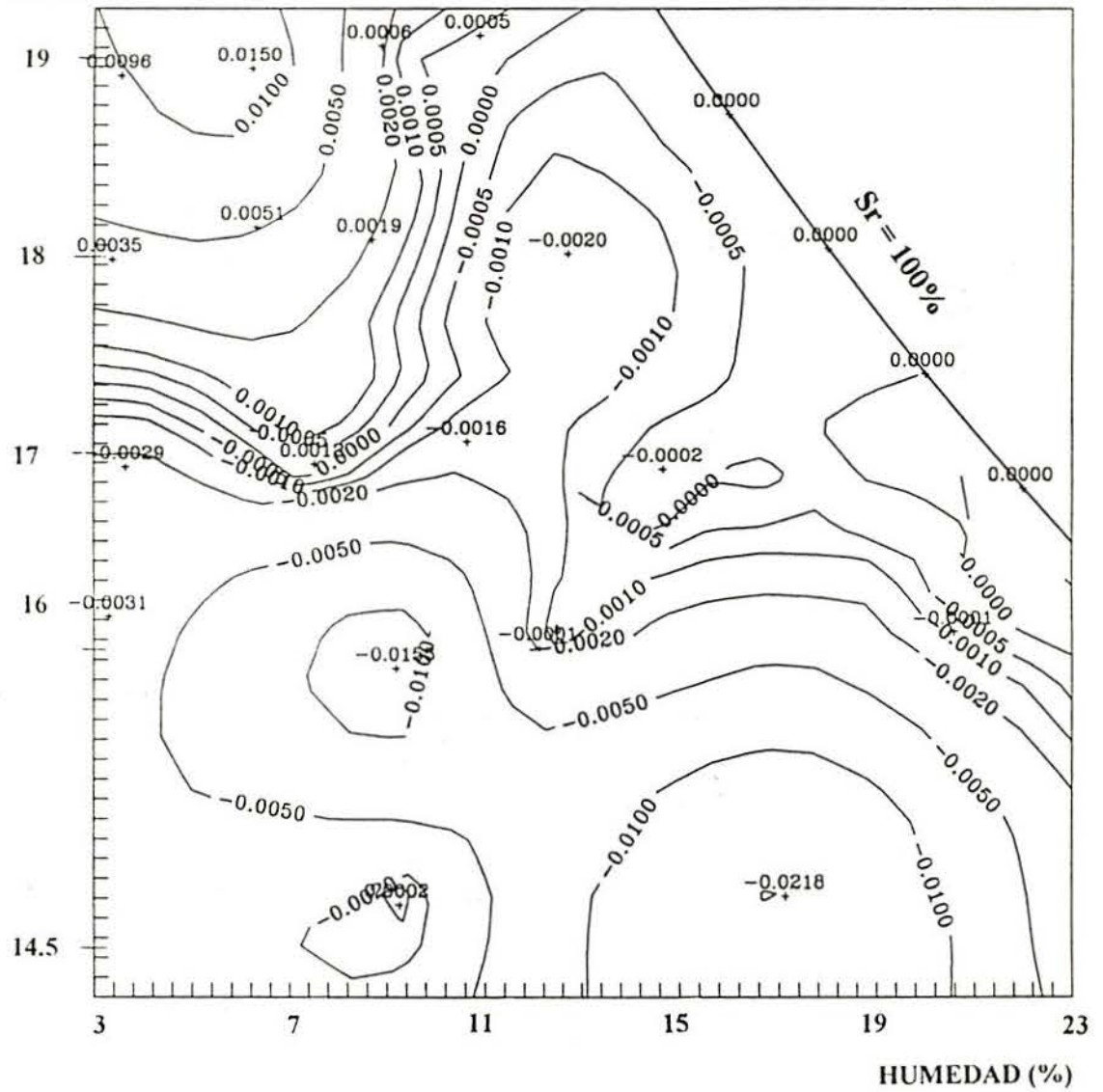


Figura 4.34 - Gráfica de deformación unitaria en función del peso específico seco para c)  $\sigma_v = 0.1$  MPa.



También en las mezclas de arcilla gris-arena, un suelo menos activo que los examinados anteriormente, se producen modificaciones en la fase inicial de homogeneización y curado tras compactación, aunque su duración es menor (1 día). Como ilustración en la figura 4.35 se ha dibujado la variación de la deformación unitaria con el tiempo de dos muestras de alta, y baja densidad. La medida de deformación comenzó inmediatamente después de su compactación. En ambos casos estas deformaciones de homogeneización son comparables a las medidas tras la inundación.

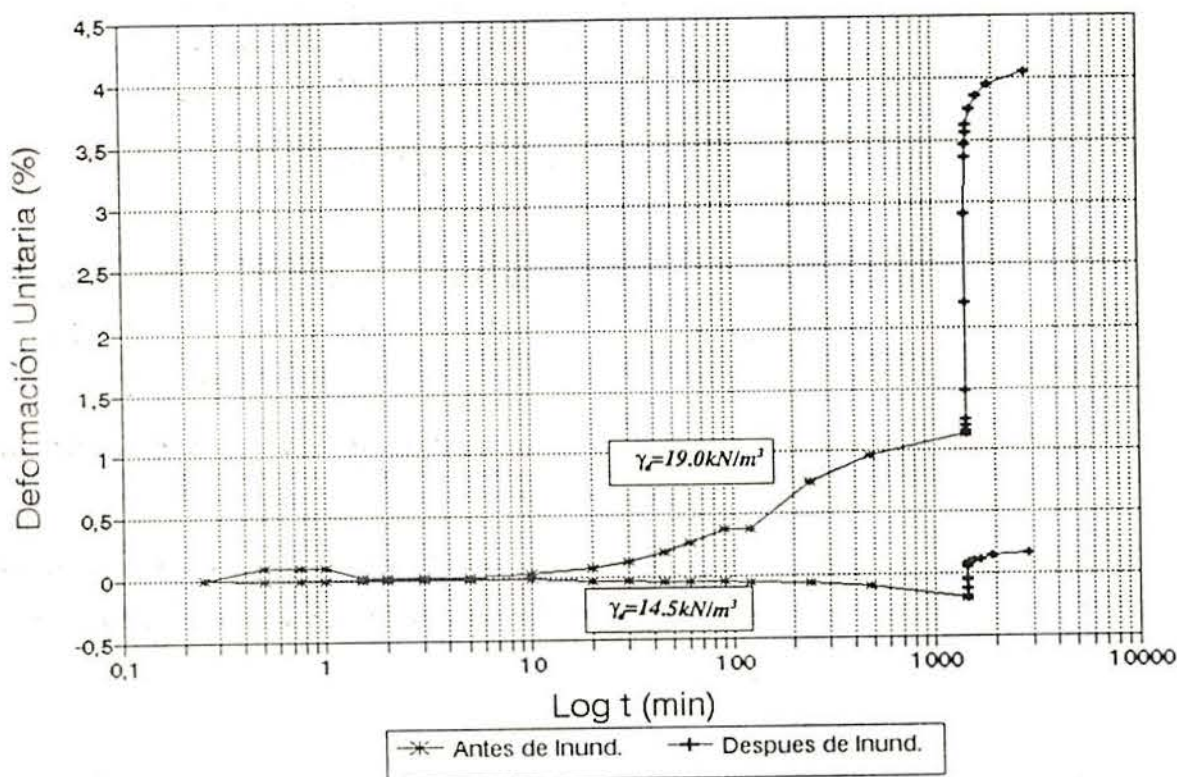


Figura 4.35 - Curvas de consolidación antes y después de inundar.

#### 4.5.4.- Ensayos Edométricos con Control de Succión

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos edométricos convencionales se optó por realizar ensayos edométricos con succión controlada, con los valores de peso específico seco máximo de  $19,0 \text{ kN/m}^3$  que conduce a hinchamientos, y mínimo de  $14,5 \text{ kN/m}^3$  que exhibe colapso al inundar.

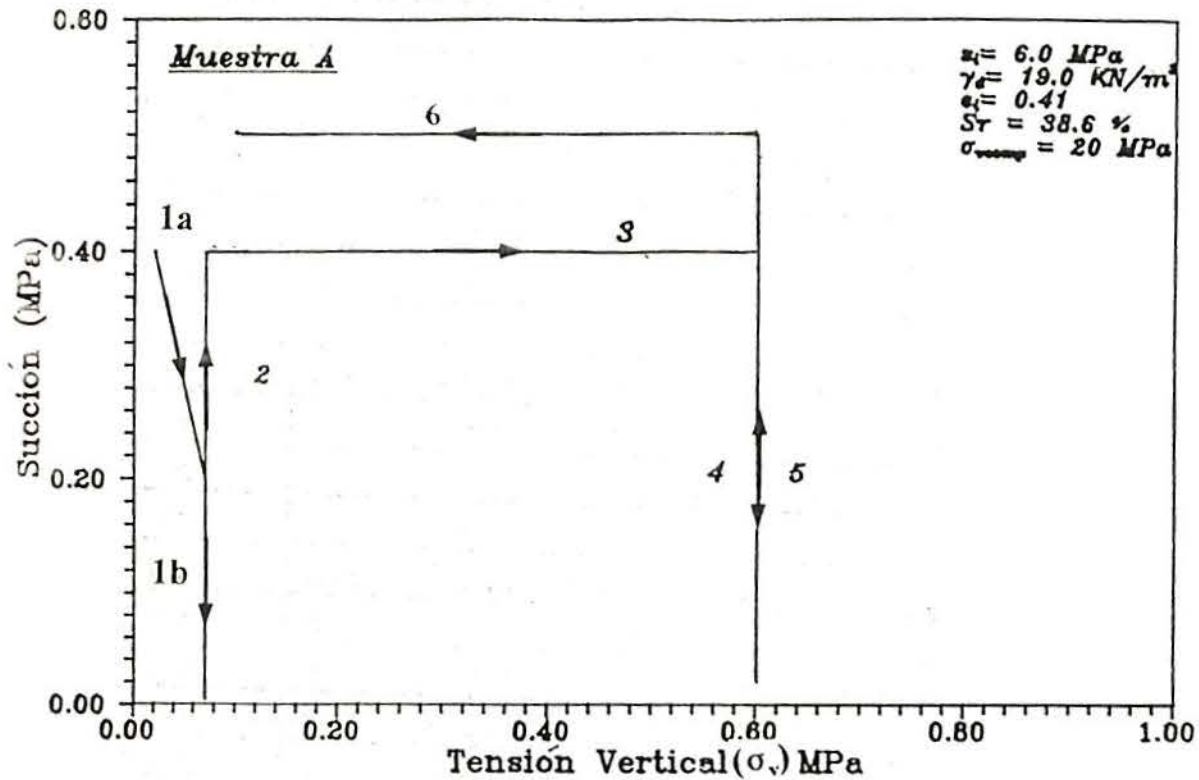
En la tabla 4.7 se presentan las condiciones iniciales del ensayo de las muestras ensayadas (A, B y C).

Muestras	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_i$ (%)	$e_i$	$S_i$ (%)	$s_i$ (MPa)
A y B	19.0	5.6	0.41	36.42	6.0
C	14.5	10.0	0.87	30.69	1.0

Tabla 4.7 - Condiciones iniciales del ensayo.

Las trayectorias tensionales utilizadas en cada uno de los ensayos están representadas en las figuras 4.36, 4.37 y 4.38 quedando también indicadas en las tablas 4.8, 4.9 y 4.10. Las trayectorias tensionales elegidas para este estudio tienen como objetivos:

- \* *Determinar deformaciones irreversibles y recuperables para ciclos de succión;*
- \* *Verificar la influencia de diferentes cargas aplicadas sobre las deformaciones volumétricas recuperables y irreversibles y en definitiva investigar las relaciones entre los cambios de succión y carga;*
- \* *Encontrar datos sobre el comportamiento elastoplástico frente a cambios de tensión, incluyendo tramos de carga y descarga para determinadas succiones;*
- \* *Estudiar algunas trayectorias tensionales más complejas donde se pueden comparar las predicciones del modelo con los resultados experimentales.*



TRAYECTORIA TENSIONAL DE LA MEZCLA DE ARCILLA GRIS DE MADRID CON ARENA (MUESTRA A)

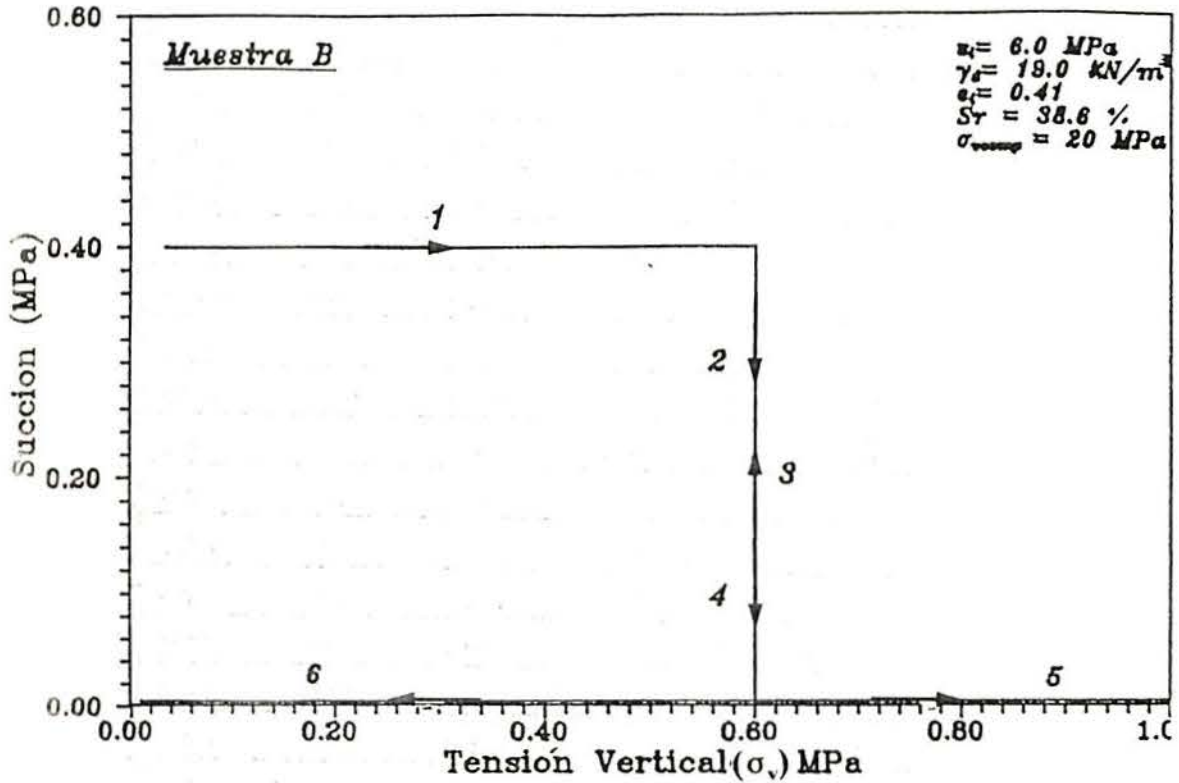
- Tramo 1a= Aumento de la tensión ( $\sigma_v$ ) = 0.02 MPa hasta 0.07 MPa  
Reducción de la succión de: 0.4 MPa hasta 0.2 MPa
- Tramo 1b= Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.07 MPa  
Reducción de la succión de: 0.2 MPa hasta 0.005 MPa
- Tramo 2 = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.07 MPa  
Aumento de la succión de: 0.005 MPa hasta 0.4 MPa
- Tramo 3 = Aumento de la tensión ( $\sigma_v$ ) de: 0.07 MPa hasta 0.58 MPa  
Succión constante: 0.4 MPa
- Tramo 4 = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.58 MPa  
Reducción de la succión de: 0.4 MPa hasta 0.02 MPa
- Tramo 5 = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.58 MPa  
Aumento de la succión de 0.02 MPa hasta 0.5 MPa
- Tramo 6 = Reducción de la tensión ( $\sigma_v$ ): 0.58 MPa hasta 0.1 MPa  
Succión constante= 0.5MPa

Figura 4.36 - Trayectoria tensional seguida por la muestra "A".

Punto	$\sigma$ (MPa)	$u_v$ (MPa)	$u_h$ (MPa)	$\sigma-u_v$ (MPa)	$u_v-u_h$ (MPa)
A-0				(*)20.00	6.00
A-1	0.470	0.450	0.050	0.020	0.400
A-2	0.485	0.420	0.220	0.065	0.200
A-3	0.485	0.415	0.315	0.070	0.100
A-4	0.485	0.415	0.365	0.070	0.050
A-5	0.485	0.415	0.400	0.070	0.015
A-6	0.485	0.418	0.413	0.067	0.005
A-7	0.485	0.417	0.397	0.068	0.020
A-8	0.485	0.420	0.370	0.065	0.050
A-9	0.485	0.420	0.220	0.065	0.200
A-10	0.485	0.420	0.020	0.065	0.400
A-11	1.000	0.420	0.020	0.580	0.400
A-12	1.000	0.420	0.220	0.580	0.200
A-13	1.000	0.420	0.320	0.580	0.100
A-14	1.000	0.420	0.370	0.580	0.050
A-15	1.000	0.420	0.400	0.580	0.020
A-16	1.150	0.550	0.050	0.580	0.500
A-17	0.650	0.550	0.050	0.100	0.500

(\*) Presión de Compactación.

Tabla 4.8 - Trayectoria tensional para la muestra "A".



TRAYECTORIA TENSIONAL DE LA MEZCLA DE ARCILLA GRIS DE MADRID  
CON ARENA (MUESTRA B)

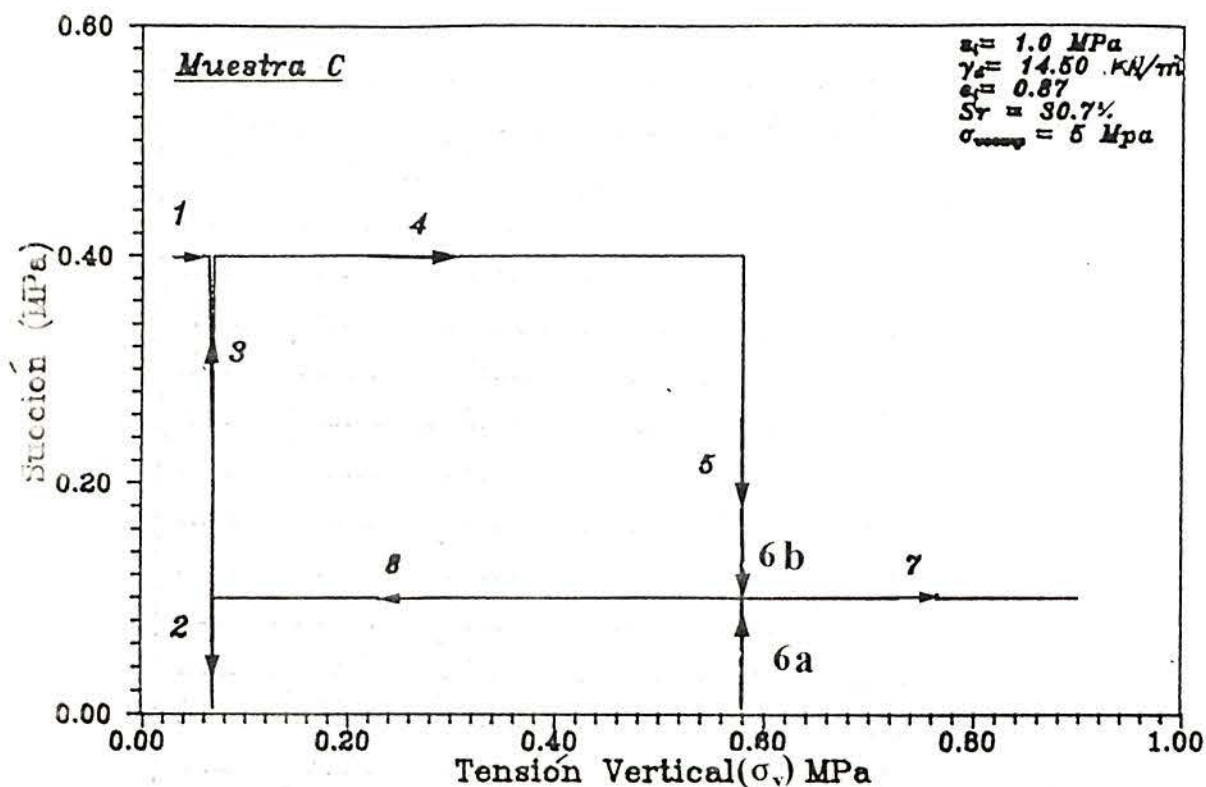
- Tramo 1 = Aumento de la tensión ( $\sigma_v$ ) = 0.0 MPa hasta 0.58 MPa  
Succión constante: 0.4 MPa
- Tramo 2 = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.58 MPa  
Reducción de la succión de: 0.4 MPa hasta 0.005 MPa
- Tramo 3 = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.58 MPa  
Aumento de la succión de: 0.005 MPa hasta 0.4 MPa
- Tramo 4 = Tensión constante ( $\sigma_v$ ): 0.58 MPa  
Reducción de la succión de: 0.4 MPa hasta 0.005 MPa
- Tramo 5 = Aumento de la tensión ( $\sigma_v$ ) de: 0.58 MPa hasta 1.0 MPa  
Succión constante : 0.005 MPa
- Tramo 6 = Reducción de la tensión ( $\sigma_v$ ) de 1.0 MPa hasta 0.0 MPa  
Succión constante :0.005 MPa

Figura 4.37 - Trayectoria tensional seguida por la muestra "B".

Punto	$\sigma$ (MPa)	$u_a$ (MPa)	$u_w$ (MPa)	$\sigma - u_a$ (MPa)	$u_a - u_w$ (MPa)
B-0				(*)20.00	6.000
B-1	0.485	0.450	0.050	0.035	0.400
B-2	0.550	0.450	0.050	0.100	0.400
B-3	0.650	0.450	0.050	0.200	0.400
B-4	0.850	0.450	0.050	0.400	0.400
B-5	1.030	0.450	0.050	0.580	0.400
B-6	1.030	0.450	0.250	0.580	0.200
B-7	1.030	0.450	0.350	0.580	0.100
B-8	1.030	0.450	0.400	0.580	0.050
B-9	1.030	0.450	0.445	0.580	0.005
B-10	1.030	0.450	0.400	0.580	0.050
B-11	1.030	0.450	0.350	0.580	0.100
B-12	1.030	0.450	0.250	0.580	0.200
B-13	1.030	0.450	0.050	0.580	0.400
B-14	1.030	0.450	0.250	0.580	0.200
B-15	1.030	0.450	0.445	0.580	0.005
B-16	0.630	0.050	0.045	0.580	0.005
B-17	0.750	0.050	0.045	0.700	0.005
B-18	0.850	0.050	0.045	0.800	0.005
B-19	1.050	0.050	0.045	0.1.00	0.005
B-20	0.400	0.050	0.045	0.350	0.005
B-21	0.100	0.050	0.045	0.050	0.005
B-22	0.060	0.050	0.045	0.010	0.005

(\*) Presión de Compactación.

Tabla 4.9 - Trayectoria tensional para la muestra "B".



TRAYECTORIA TENSIONAL DE LA MEZCLA DE ARCILLA GRIS DE MADRID CON ARENA (MUESTRA C)

- Tramo 1 = Aumento de la tensión ( $\sigma_v$ ) = 0.035 MPa hasta 0.07 MPa  
Succión constante: 0.4 MPa
- Tramo 2 = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.07 MPa  
Reducción de la succión de: 0.4 MPa hasta 0.005 MPa
- Tramo 3 = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.07 MPa  
Aumento de la succión de: 0.005 MPa hasta 0.4 MPa
- Tramo 4 = Aumento de la tensión ( $\sigma_v$ ) de: 0.07 MPa hasta 0.58 MPa  
Succión constante : 0.4 MPa
- Tramo 5 = Tensión constante ( $\sigma_v$ ) = 0.58 MPa  
Reducción de la succión de: 0.4 MPa hasta 0.005 MPa
- Tramo 6a= Tensión constante ( $\sigma_v$ ): 0.58 MPa  
Aumento de la succión de: 0.005 MPa hasta 0.4 MPa
- Tramo 6b= Tensión constante ( $\sigma_v$ ): 0.58 MPa  
Reducción de la succión de: 0.4 MPa hasta 0.1 MPa
- Tramo 7 = Aumento de la tensión ( $\sigma_v$ ) de: 0.58 MPa hasta 0.9 MPa  
Succión constante : 0.1 MPa
- Tramo 8 = Reducción de la tensión ( $\sigma_v$ ) de: 0.9 MPa hasta 0.07 MPa  
Succión constante : 0.1 MPa

Figura 4.38 - Trayectoria tensional seguida por la muestra "C".

Punto	$\sigma$ (MPa)	$u_a$ (MPa)	$u_w$ (MPa)	$\sigma - u_a$ (MPa)	$u_a - u_w$ (MPa)
C-0				(*) 0.50	1.000
C-1	0.487	0.452	0.052	0.035	0.400
C-2	0.515	0.450	0.050	0.065	0.400
C-3	0.515	0.450	0.250	0.065	0.200
C-4	0.515	0.450	0.350	0.065	0.100
C-5	0.520	0.450	0.400	0.070	0.050
C-6	0.520	0.450	0.435	0.070	0.015
C-7	0.520	0.450	0.445	0.070	0.005
C-8	0.520	0.450	0.435	0.070	0.015
C-9	0.520	0.450	0.400	0.070	0.050
C-10	0.520	0.450	0.350	0.070	0.100
C-11	0.520	0.450	0.250	0.070	0.200
C-12	0.520	0.450	0.050	0.070	0.400
C-13	0.650	0.450	0.050	0.200	0.400
C-14	0.850	0.450	0.050	0.400	0.400
C-15	1.030	0.450	0.050	0.580	0.400
C-16	1.030	0.450	0.250	0.580	0.200
C-17	1.030	0.450	0.445	0.580	0.005
C-18	1.030	0.450	0.250	0.580	0.200
C-19	1.030	0.450	0.050	0.580	0.400
C-20	0.730	0.150	0.050	0.580	0.100
C-21	0.800	0.150	0.050	0.650	0.100
C-22	0.850	0.150	0.050	0.700	0.100
C-23	0.950	0.150	0.050	0.800	0.100
C-24	1.050	0.150	0.050	0.900	0.100
C-25	0.730	0.150	0.050	0.580	0.100
C-26	0.350	0.150	0.050	0.200	0.100
C-27	0.220	0.150	0.050	0.070	0.100

(\*) Presión de Compactación.

Tabla 4.10 - Trayectoria tensional para la muestra "C".



Las muestras "A" y "B" presentan las mismas características iniciales de ensayo, siendo sometidas a trayectorias tensionales diferentes. La muestra "C" presenta menor peso específico seco aunque su grado de saturación es similar a las muestras "A" y "B".

Se utilizó la piedra porosa de alta resistencia al aire de 5 bar para los ensayos realizados en esta serie. Las trayectorias tensionales seguidas en los ensayos para las muestras A, B y C consisten en ciclos de humedecimiento y desaturación a tensión constante, y incremento o reducción de la tensión a succión constante. En la primera etapa, se imponían una succión inicial de 0.4 MPa en todas las muestras con una pequeña carga de 0.001 MPa. Los procedimientos utilizados están descritos en el apartado 4.4.4.

El ciclo de humedecimiento y desaturación a tensión constante consistía en disminuir la succión hasta llegar a cero con una cierta tensión vertical, midiendo en cada escalón las deformaciones producidas. Cuando se alcanzaba la succión cero, volvíase a aumentarla hasta llegar al valor inicial (0.4 MPa). Posteriormente se incrementaba progresivamente la tensión vertical a una succión determinada. Para cada incremento de carga se medían las deformaciones después de estabilizar las lecturas. El tiempo de estabilización de las deformaciones oscilaba entre 4 y 10 días. En algunos casos alcanzaba 18 días.

En las figuras 4.39, 4.40 y 4.41 se presentan las curvas de volumen específico en función de la succión para las tres muestras.

En la muestra "A" (figura 4.39) se puede observar que a partir de un punto inicial, al reducirse la succión, la deformación aumenta (hinchamiento). Al aumentar la succión de nuevo, se observa una ligera compresión de la muestra. Se mide sin embargo su hinchamiento irrecuperable en este primer ciclo de humedecimiento y desaturación. El incremento de carga compacta la muestra, lo que hace que el nuevo ciclo de succión aplicado deforma escasamente la muestra. Se mide sin embargo una pequeña compresión al finalizar este segundo ciclo. La última descarga a succión constante provoca una ligera expansión de la muestra, muy inferior a la compresión de la primera carga aplicada a la misma succión (0.4 MPa).

En la muestra "B" (figura 4.40) tras la expansión inicial al reducir la succión desde el valor inicial al de comienzo del ensayo, cuando la tensión vertical aumenta se produce una disminución de volumen a succión constante. En el tramo 2, en que se impone una disminución de la succión a tensión constante, la deformación no se altera de forma significativa (pequeños colapsos). En el ciclo de succión aplicado a continuación prácticamente no se producen deformaciones. En los tramos 5 y 6 a succión baja, la muestra disminuye de volumen cuando se aumenta de la tensión vertical y la deformación se reduce con la disminución de la tensión. La descarga final produce un hinchamiento significativo. Para la estabilización de la deformación en este caso, se tomaron lecturas durante 18 días. En esta trayectoria se observa que las deformaciones grandes de hinchamiento se producen por efecto de la descarga que se efectúa con succiones pequeñas.

En la muestra "C" (figura 4.41) se observan deformaciones de colapso para una reducción de la succión a tensión vertical pequeña y constante. A lo largo de la trayectoria de humedecimiento y secado se acumulan las deformaciones irreversibles. Este tipo de comportamiento no se producía en la muestra "A", que tenía una densidad seca mayor. El aumento de carga provoca una compresión de la muestra. Bajo la nueva carga, el ciclo de succión aplicado provoca un mayor colapso que en el primer ciclo. En los procesos de carga y descarga en tramos finales la muestra ya se comporta ya de forma bastante rígida.

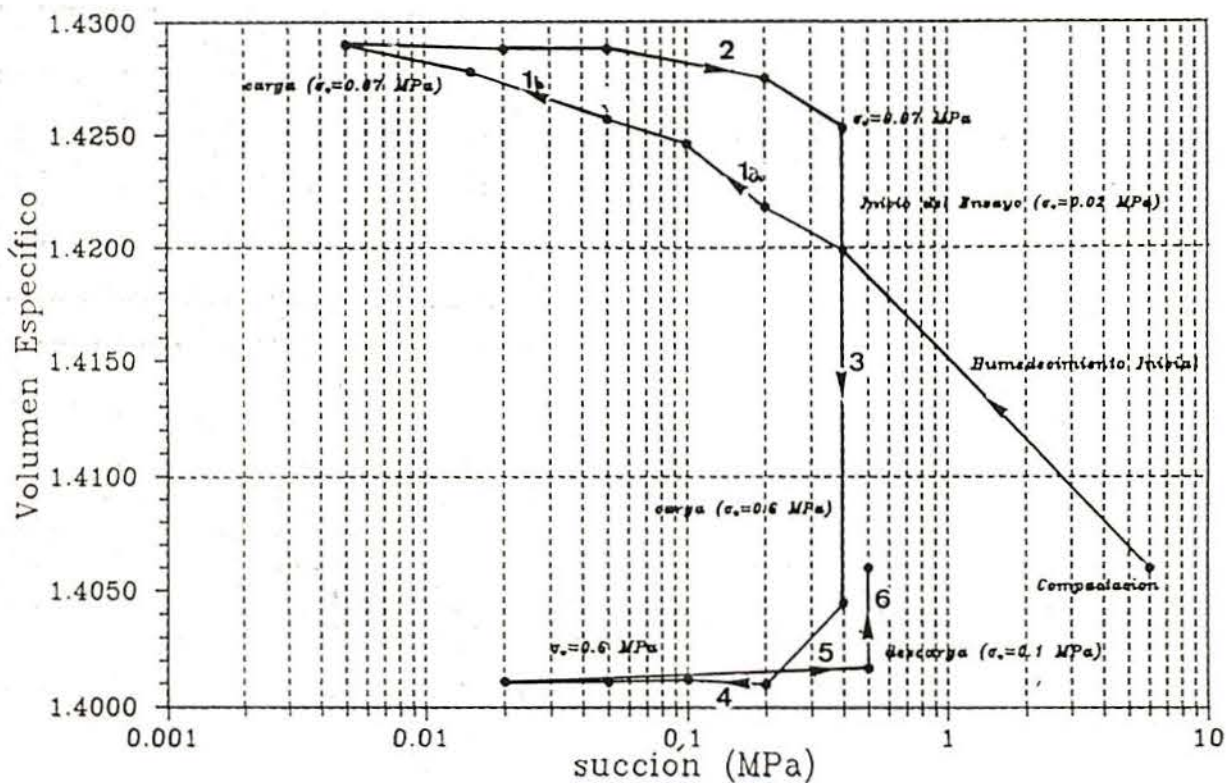
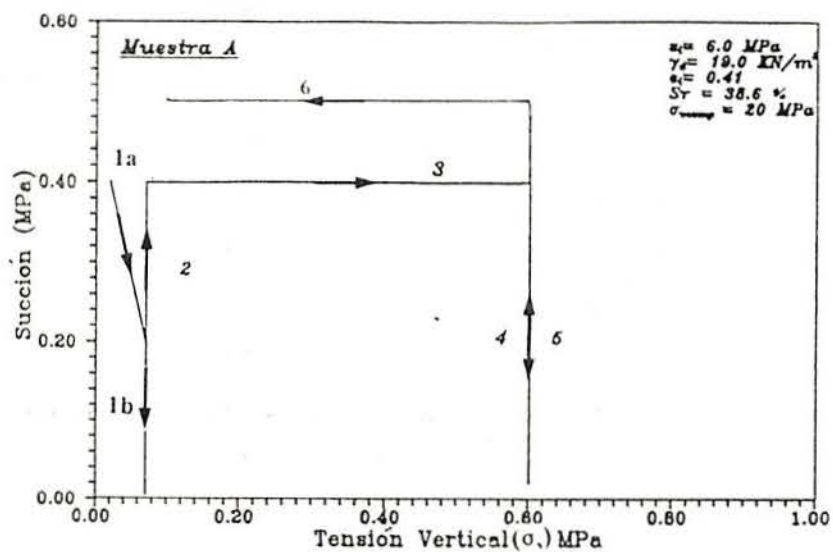


Figura 4.39 - Variación del volumen específico con la succión para la muestra "A".

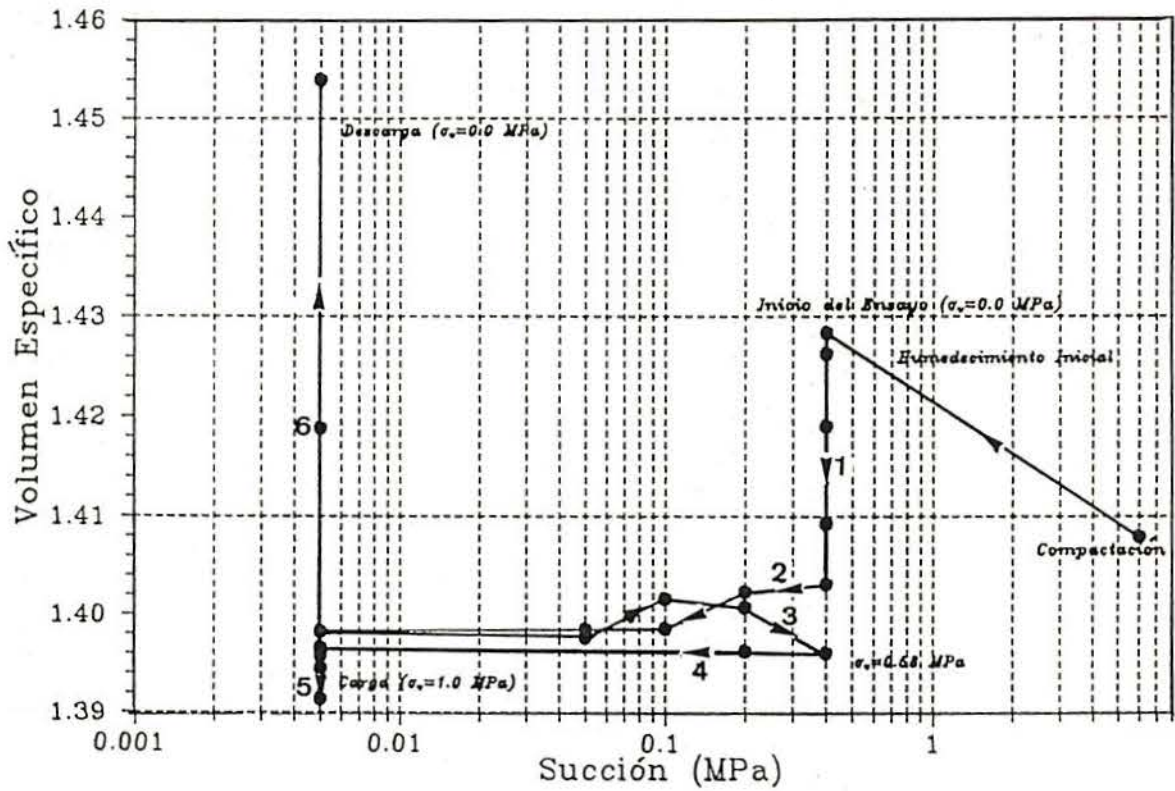
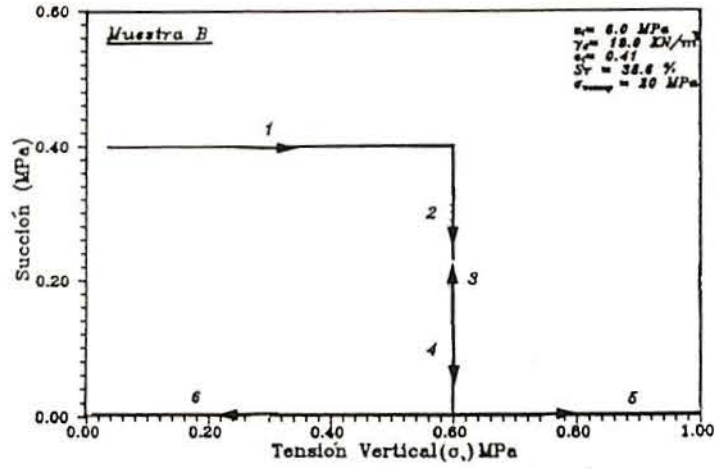


Figura 4.40 - Variación del volumen específico con la succión para la muestra "B".

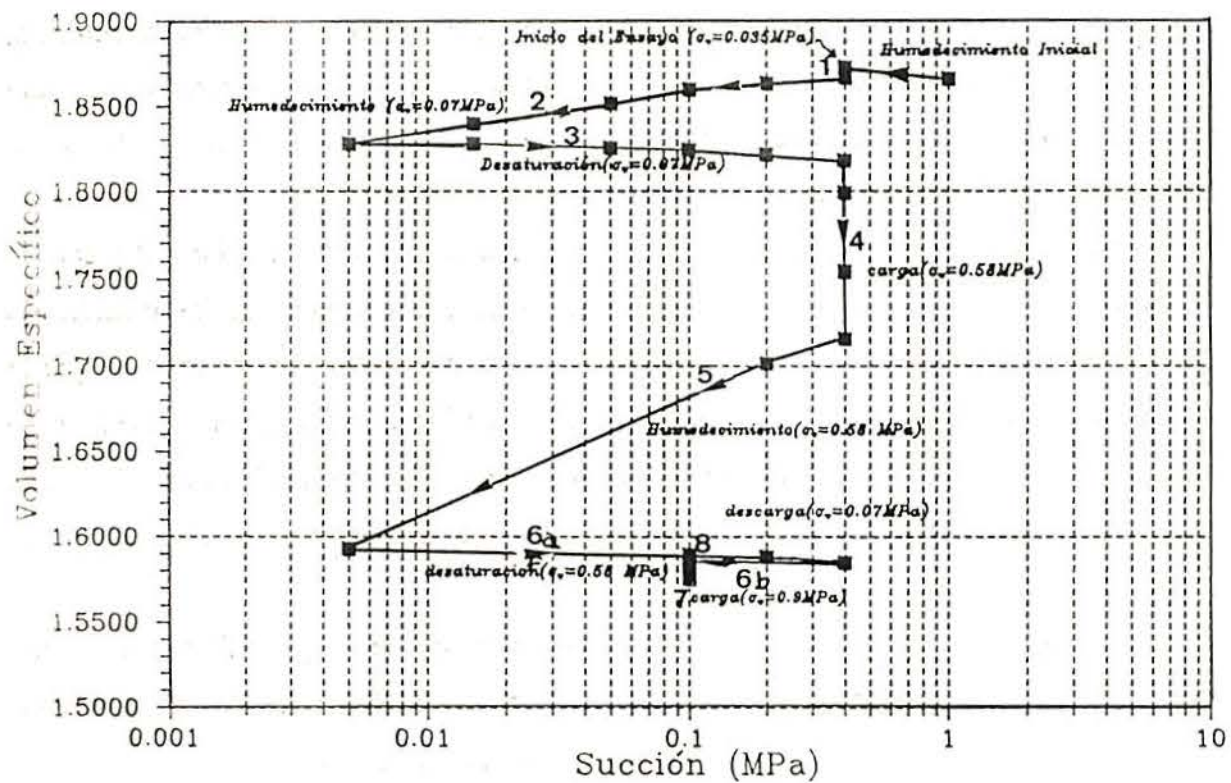
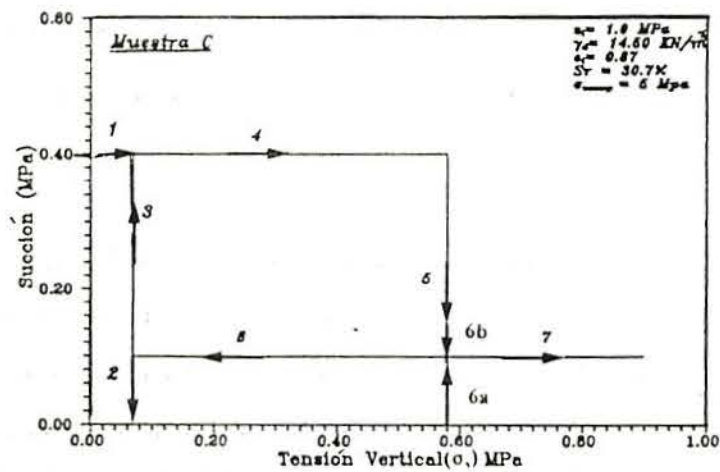


Figura 4.41 - Variación del volumen específico con la succión para la muestra "C".

En las figuras 4.42, 4.43 y 4.44 se representan las curvas de deformación unitaria en función de la tensión vertical aplicada. En la figura 4.42 se observa que el volumen aumenta para una tensión vertical pequeña. Este aumento es debido a la disminución de la succión a que está sometida la muestra "A". Al aumentar la carga se observan disminuciones de volumen y las deformaciones se recuperan parcialmente al disminuir la carga.

En la figura 4.43 se observan las deformaciones volumétricas de la muestra "B" al aumentar y disminuir la tensión aplicada. Las deformaciones importantes producidas en esta trayectoria fueron debidas a las cargas aplicadas y no a los cambios de succión en el proceso de humedecimiento y secado seguidos en este ensayo. Cabe señalar que en la descarga final las deformaciones volvieron al estado inicial ( $\sigma_v = 0.035$  MPa) para experimentar a continuación un hinchamiento adicional.

En la figura 4.44 se representa la relación tensión-deformación de la muestra "C" a succión constante con el efecto de los dos episodios intermedios de humedecimiento, que conducen a sendos colapsos de intensidad creciente con la carga aplicada. Este comportamiento marcadamente diferente de los anteriores, se explica por la menor densidad del suelo en este caso.

En las figuras 4.45(a), 4.46(a) y 4.47(a) se ha representado la variación del grado de saturación con la succión, en los tres ensayos descritos a partir de las medidas de cambios de volumen efectuadas durante el ensayo. Se observa en las gráficas que la relación grado de saturación en función de la succión es relativamente lineal o se genera una nube de puntos que se podría considerar como una función lineal de lo que se desprende que el grado de saturación es inversamente proporcional al logaritmo de la succión.

En las figuras 4.45(b), 4.46(b) y 4.47(b) presentan las curvas de grado de saturación con valores medidos y corregidos en función de la succión para los tres ensayos mencionados anteriormente. Se aprecian diferencias significativas entre las curvas. Estas diferencias son, en parte, producidas por errores de medidas de cambio de volumen durante los ensayos (presencia de burbujas).

En las figuras 4.48(a), 4.49(a) y 4.50(a) corresponden las curvas de humedad en función de la succión para las muestras A, B y C respectivamente. La comparación de las curvas

de humedad con la succión obtenidas a través de los valores medidos y corregidos se ha representada en las figuras 4.48(b), 4.49(b) y 4.50(b) para las tres muestras.

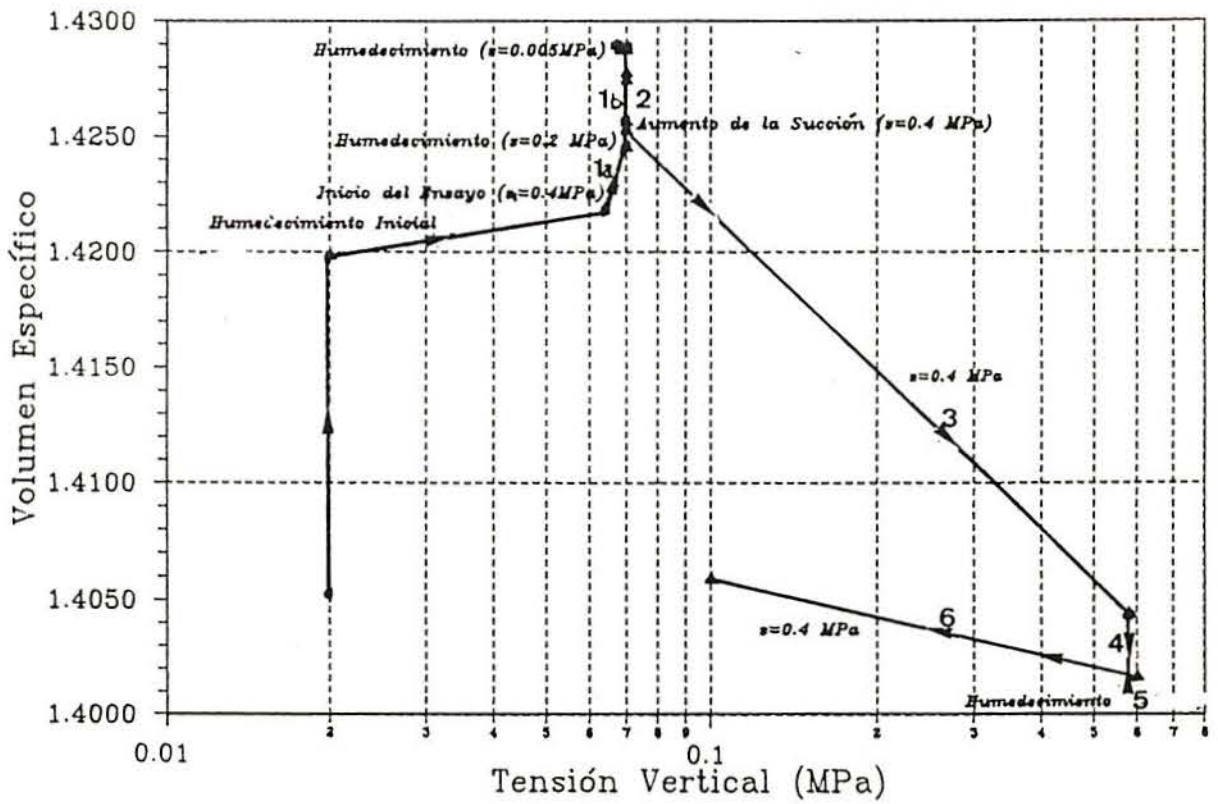
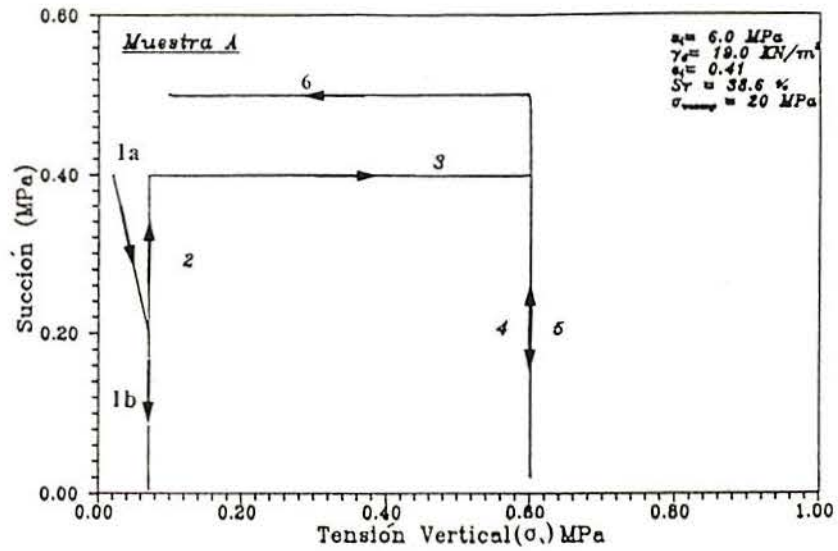


Figura 4.42 - Variación del volumen específico con la tensión vertical para la muestra "A".



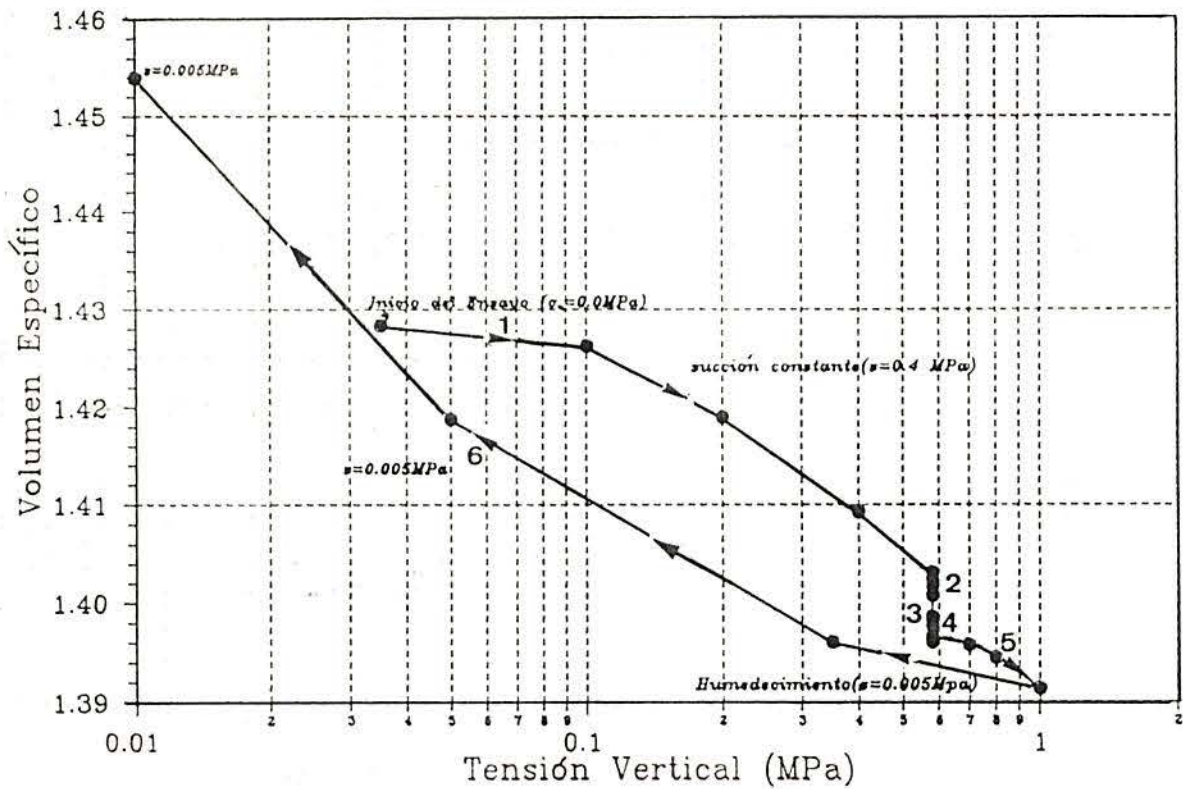
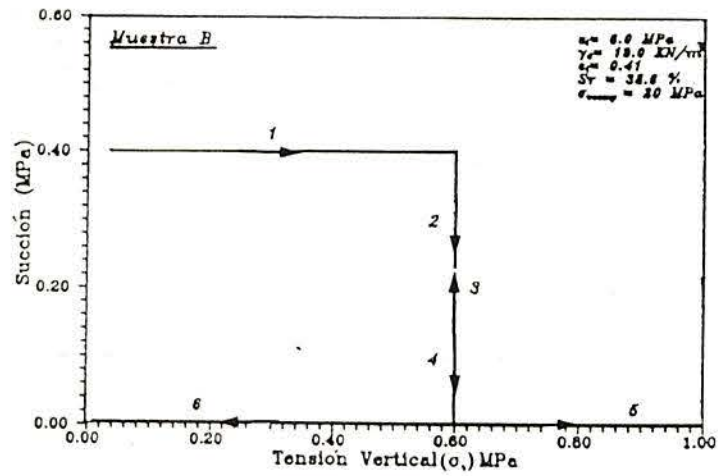


Figura 4.43 - Variación del volumen específico con la tensión vertical para la muestra "B".

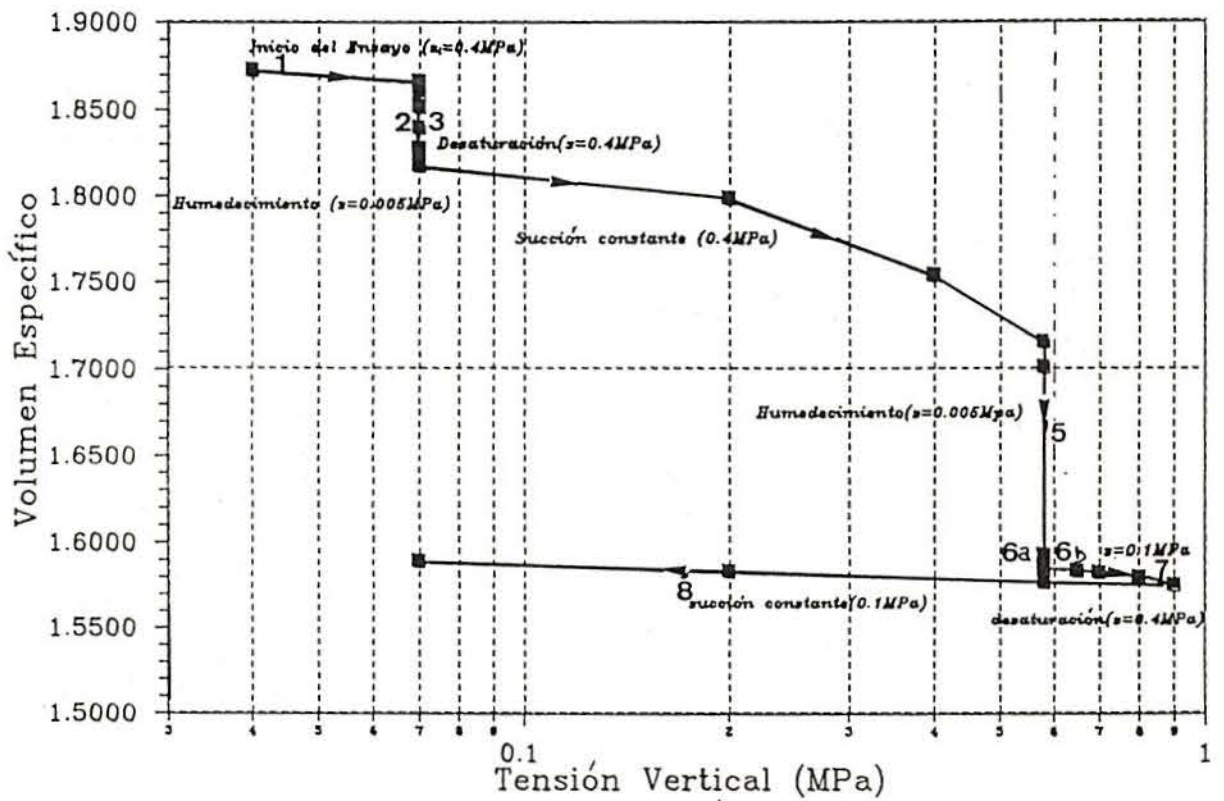
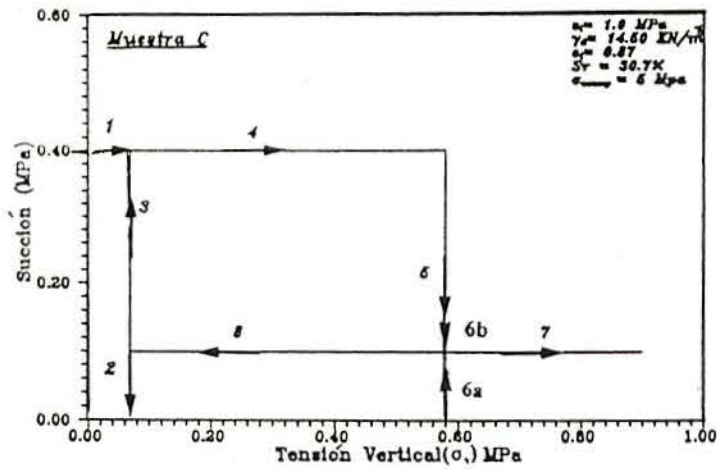


Figura 4.44 - Variación del volumen específico con la tensión vertical para la muestra "C".

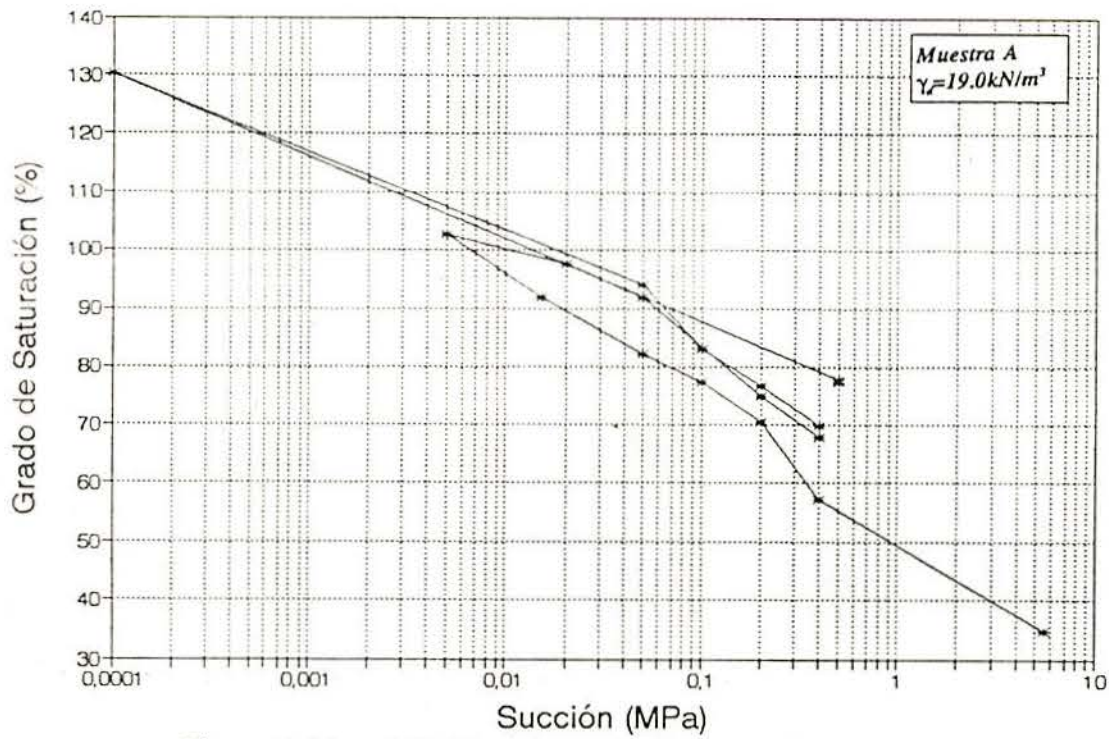


Figura 4.45 - a) Gráfica de grado de saturación con la succión para la muestra "A".

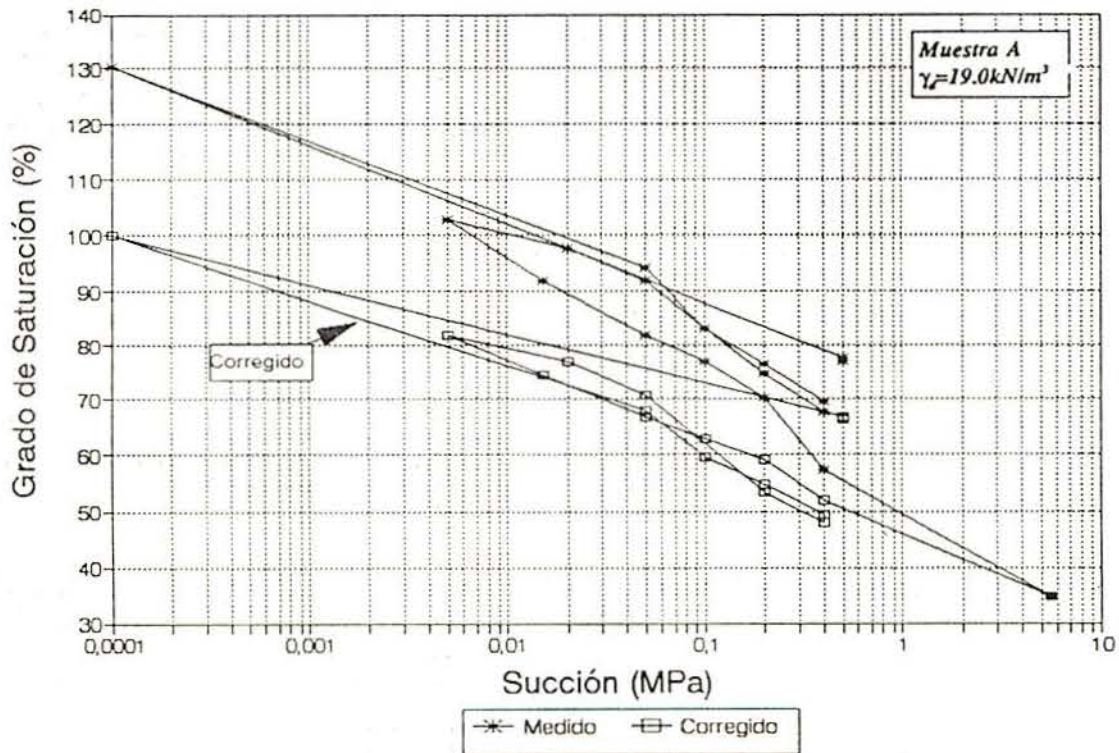


Figura 4.45 - b) Comparación de las curvas de grado de saturación con la succión para la muestra "A" medido y corregido.

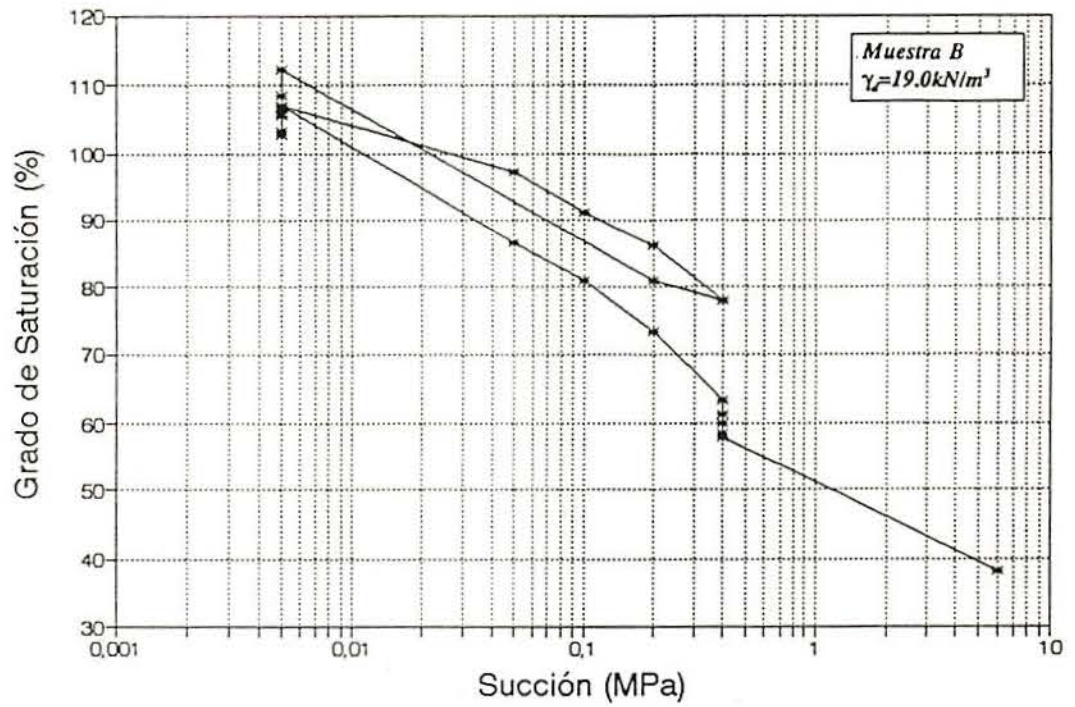


Figura 4.46 - a) Gráfica de grau de saturación con la sucção para la muestra "B".

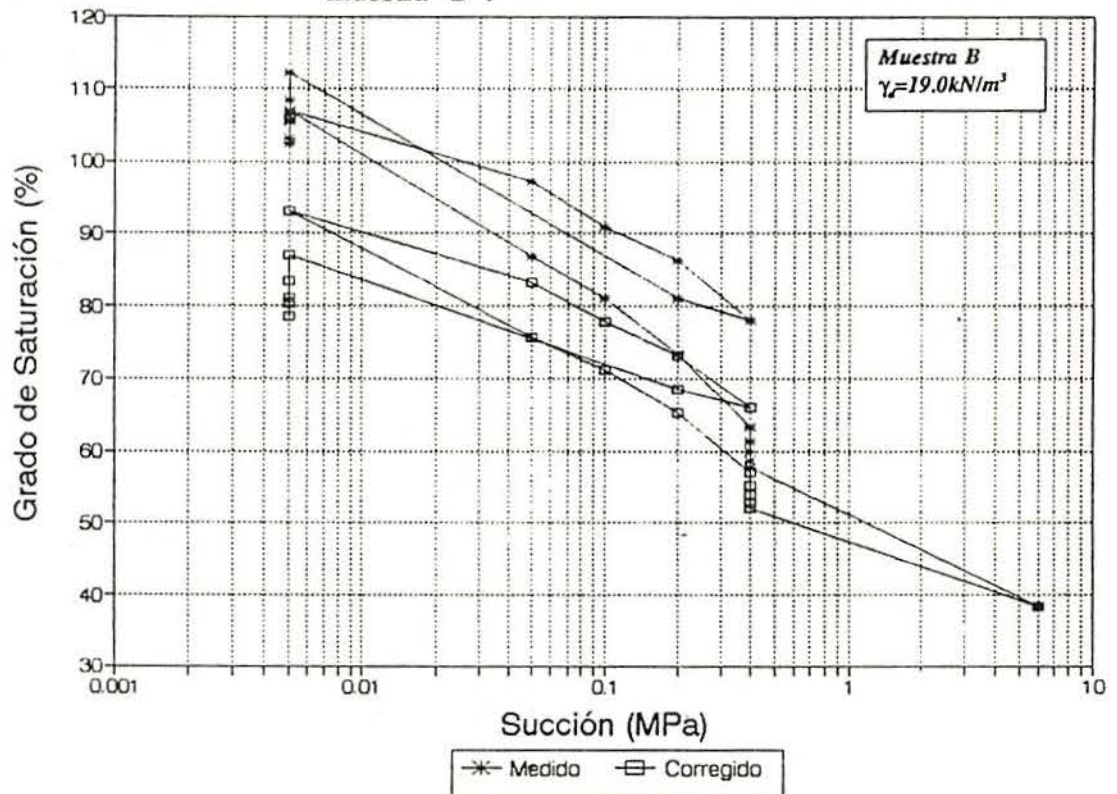


Figura 4.46 - b) Comparación de las curvas de grau de saturación con la sucção para la muestra "B" medido y corregido.

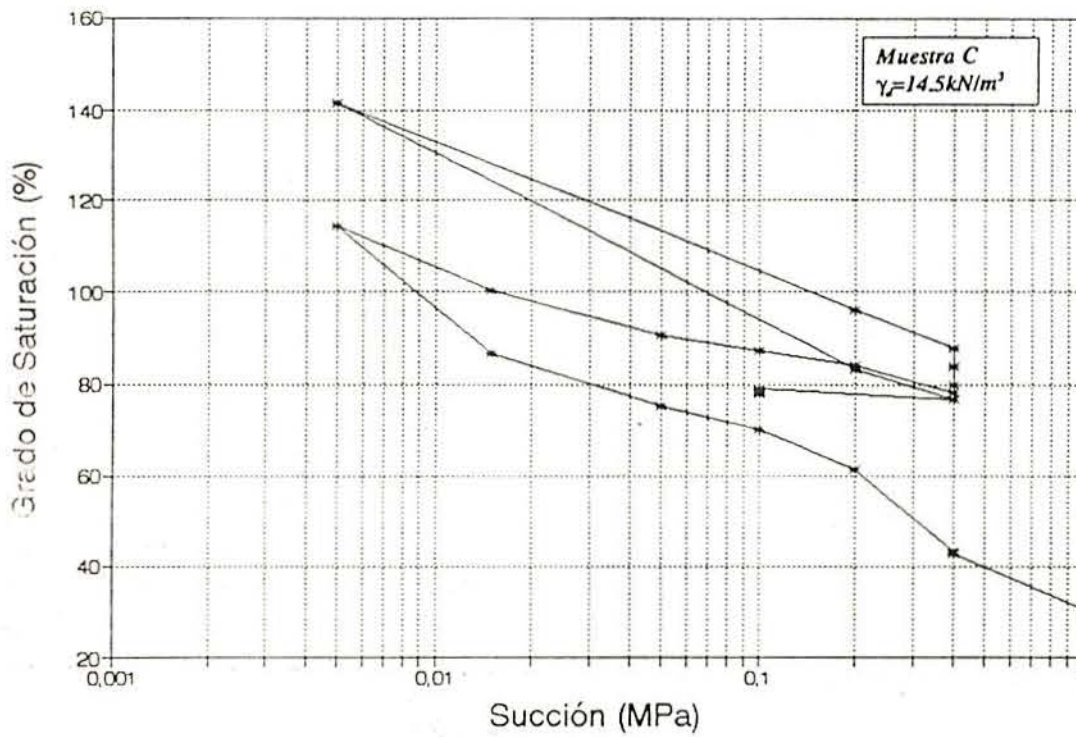


Figura 4.47 - a) Gráfica de grado de saturación con la succión para la muestra "C".

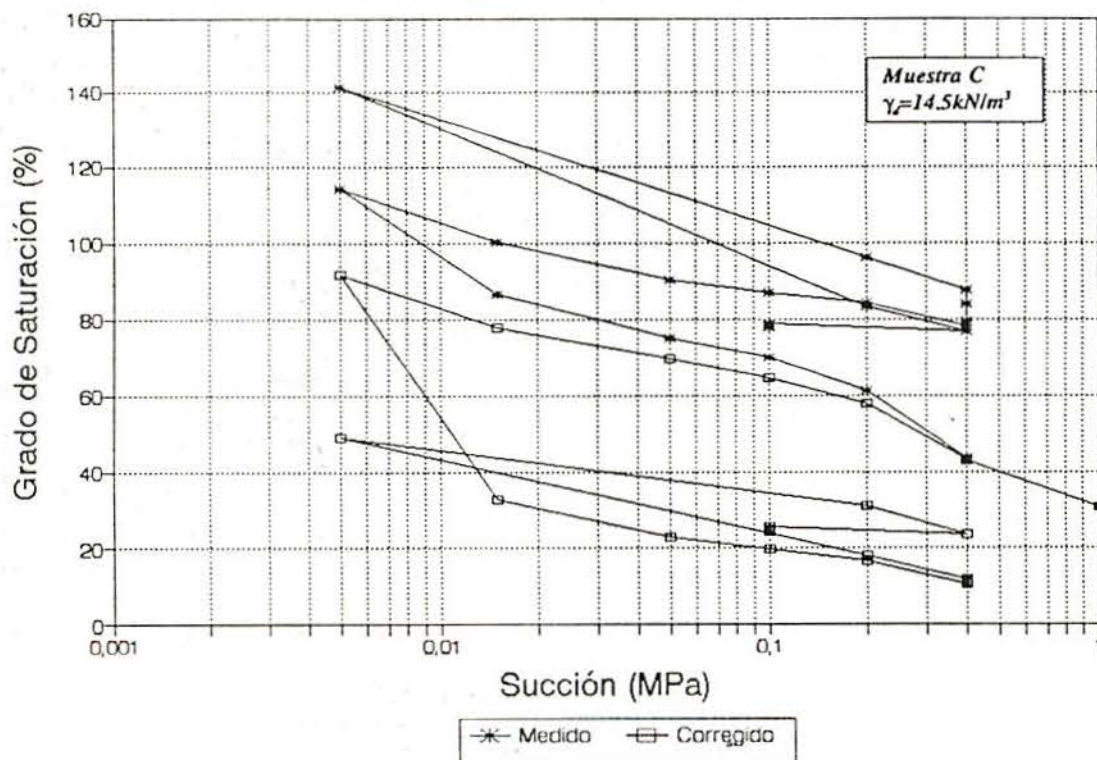


Figura 4.47 - b) Comparación de las curvas de grado de saturación con la succión para la muestra "C" medido y corregido.

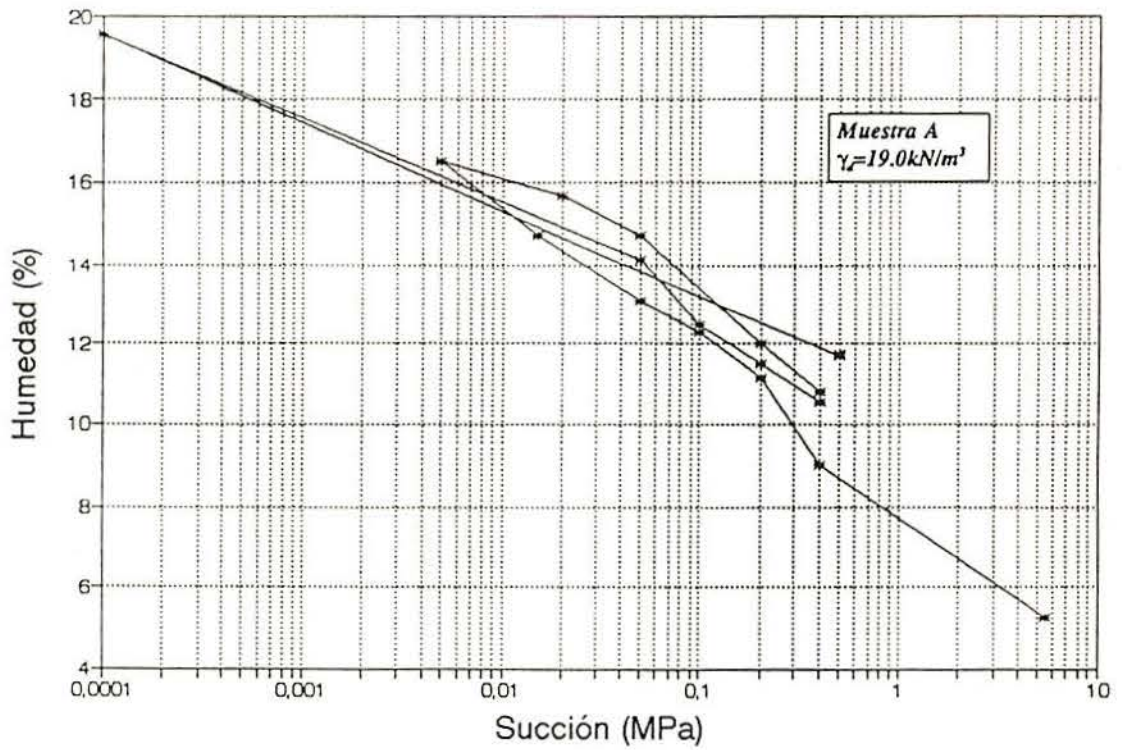


Figura 4.48 - a) Gráfica de humedad con la succión para la muestra "A".

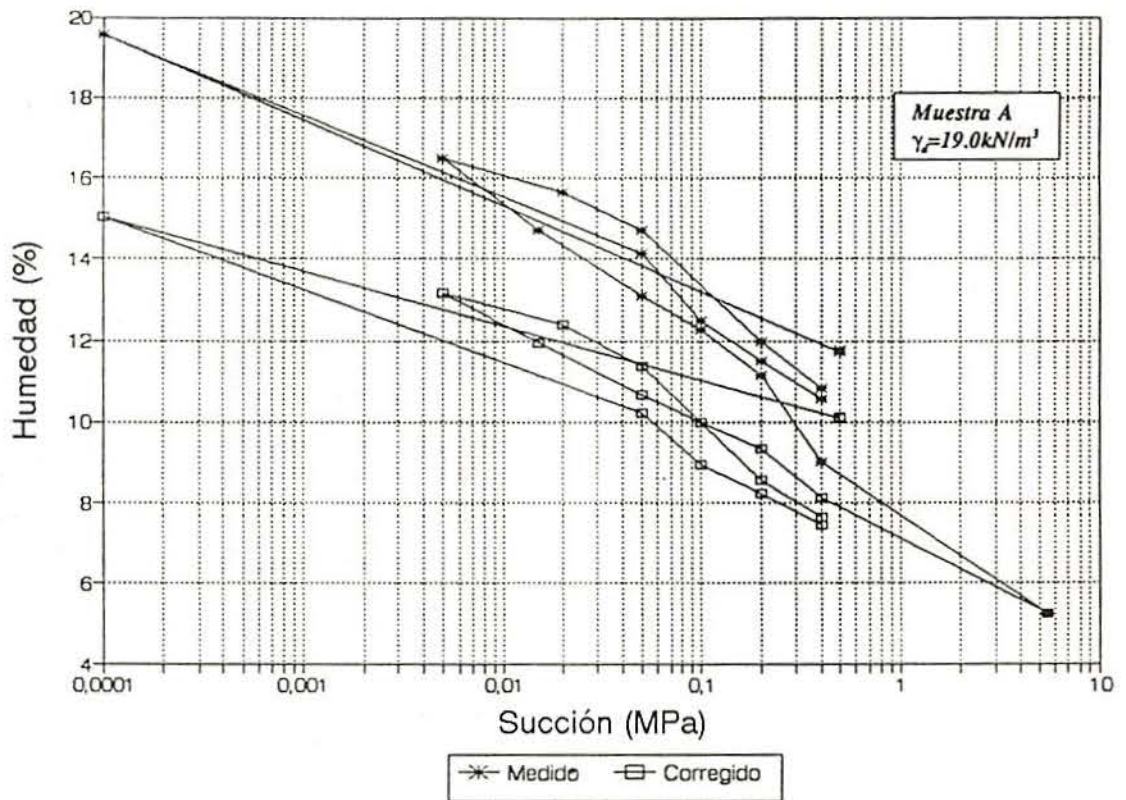


Figura 4.48 - b) Curvas de humedad con la succión para la muestra "A".

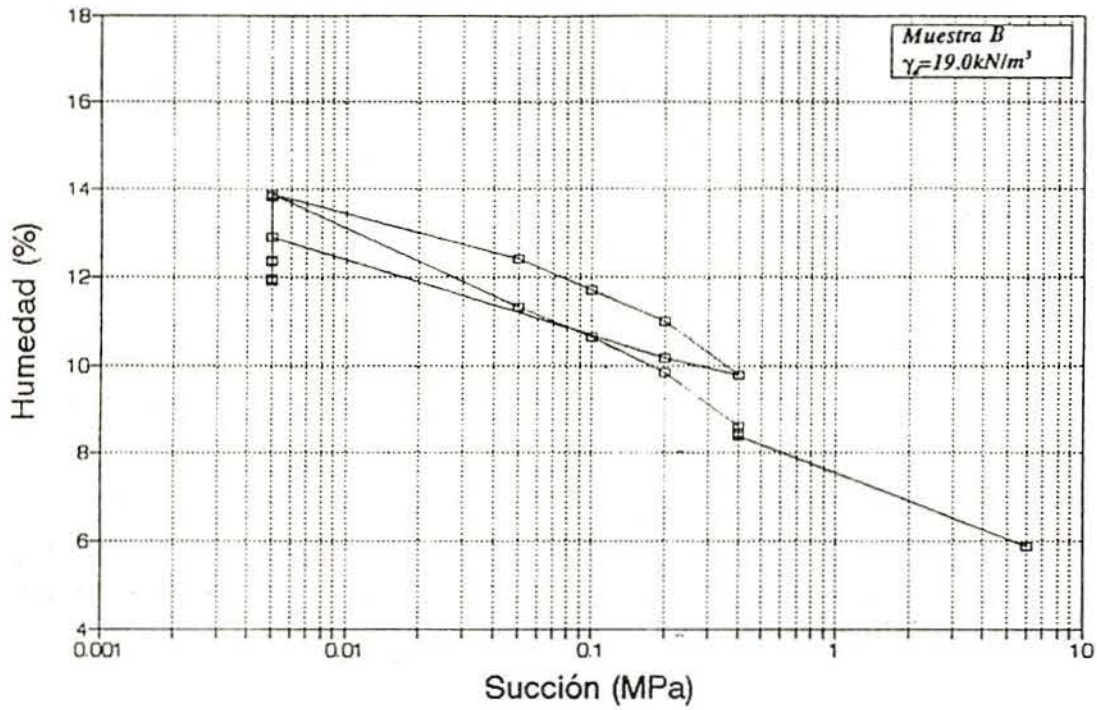


Figura 4.49 - a) Gráfica de humedad con la succión para la muestra "B".

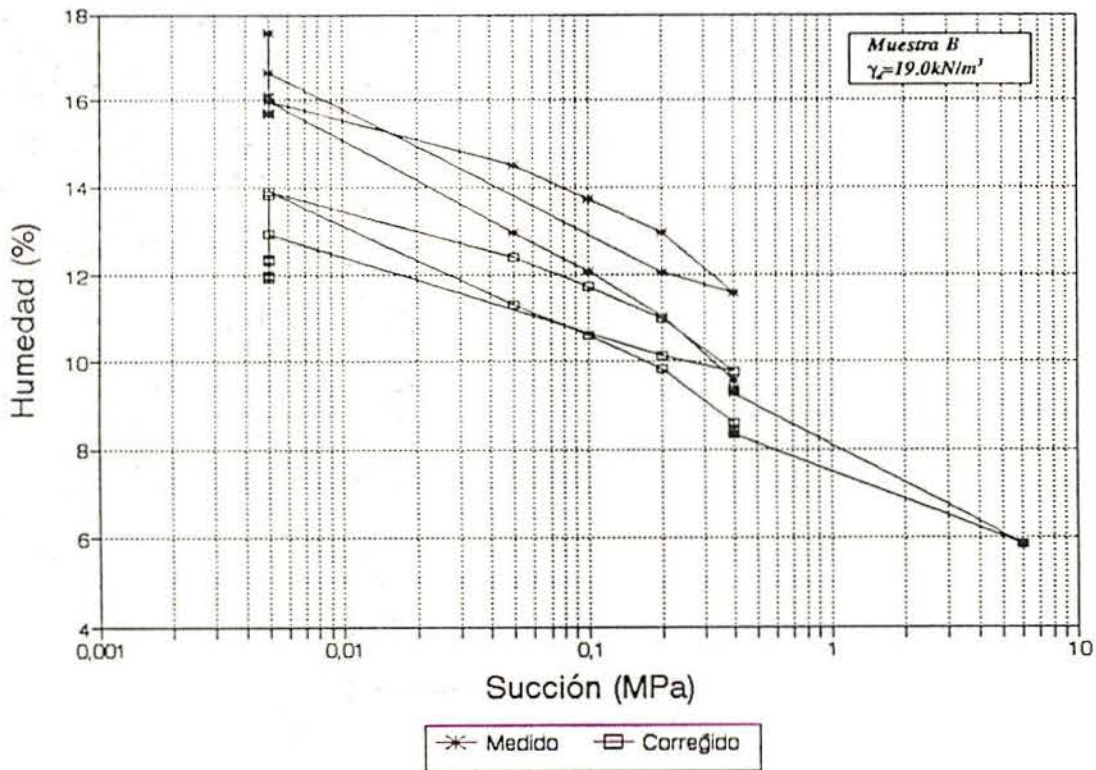


Figura 4.49 - b) Curvas de humedad con la succión para la muestra "B".

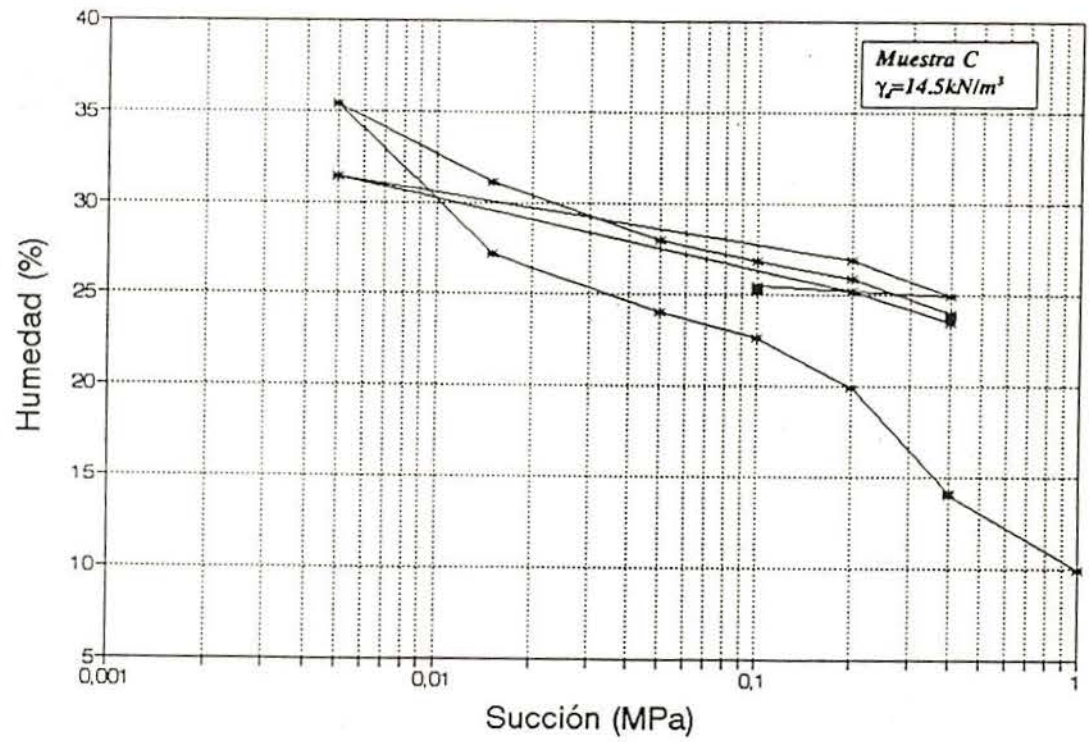


Figura 4.50 - a) Gráfica de humedad con la succión para la muestra "C".

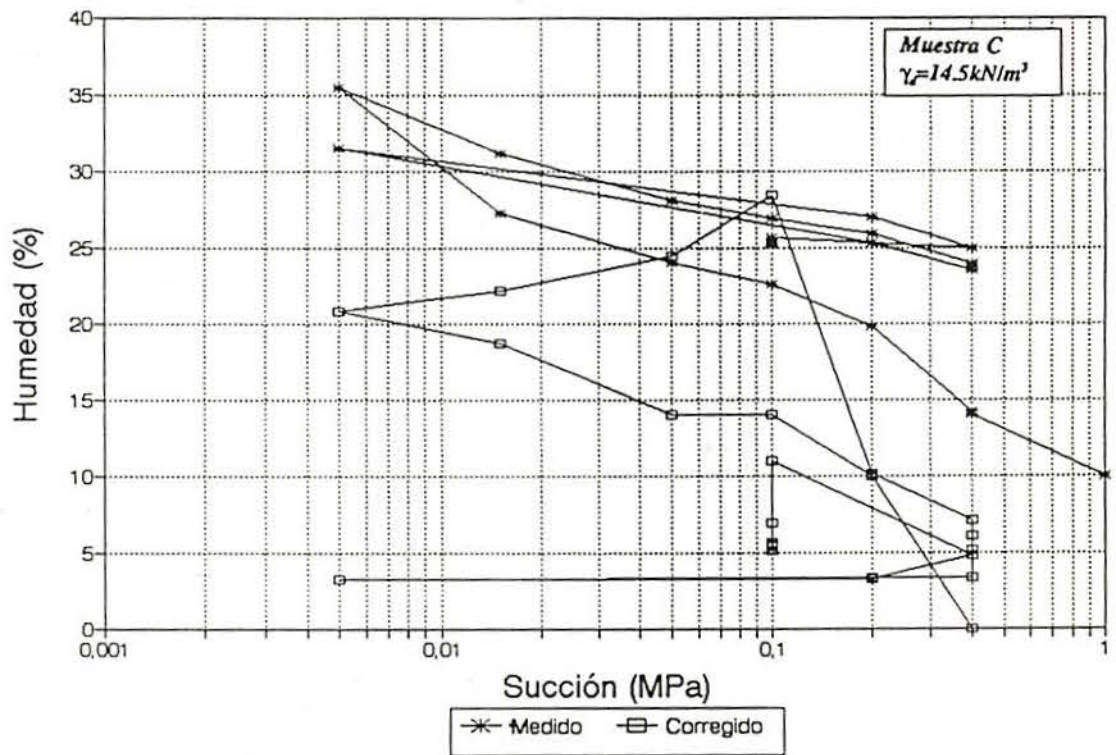


Figura 4.50 - b) Curvas de humedad con la succión para la muestra "C".



#### 4.6.- COMENTARIOS FINALES

En este apartado se comentan algunos aspectos que surgieron durante la realización del programa de ensayos. Algunos de los resultados confirman la experiencia existente en la bibliografía.

El factor tiempo durante los ensayos ha sido un gran problema a lo largo de la investigación. El tiempo de estabilización en casi todos los casos era demasiado elevado, llegando hasta un mes de ensayo para un escalón de cambio de succión (para la mezcla de bentonita con arcilla). Ese hecho hizo prácticamente imposible la utilización de las membranas de celulosa para retener la presión de aire aplicada, porque la durabilidad de las membranas era escasa (cerca de dos semanas).

Los hinchamientos observados antes de la inundación, en el que se puede denominar proceso de homogeneización son significativos. El proceso de compactación estática produce ese tipo de comportamiento, que puede ser significativo en la práctica y contribuye a dificultar la interpretación de ensayos.

Como era de esperar, cuanto menores son los grados de saturación (mayor succión) mayores son las deformaciones volumétricas por inundación del suelo. Se puede también observar que cuando se aplica una carga alta, las deformaciones volumétricas son menores, y en ciertos casos se llega al colapso.

En los ensayos edométricos con succión controlada sobre muestras de arcilla gris, se puede observar que de forma análoga a lo sucedido en los edómetros convencionales, el grado de saturación y el peso específico seco tienen una importancia decisiva en el valor de las deformaciones observadas al saturarse el suelo. Estos ensayos han permitido cuantificar las deformaciones irreversibles durante el humedecimiento y encontraron su variación con la tensión aplicada.

Los errores e inconsistencias observados en algunos ensayos se deben en parte a los equipos utilizados para la investigación (fricción y acomodamiento). Los equipos han sido mejorados por etapas. Sin embargo, las pérdidas de agua hacen que la medida del volumen de agua sea muy deficiente. Por otro lado, los reguladores de aire no son suficientemente estables, lo que contribuye a generar errores pues no es posible mantener las cargas constantes con exactitud.

La mayor permeabilidad de las muestras de mezcla de arcilla gris y arena han permitido la evolución de trayectorias más completas en tiempos razonables. Dos muestras corresponden a un suelo expansivo debido a su densidad relativamente alta mientras que la tercera corresponde a un material colapsable.

En el apartado posterior se comparan los comportamientos medidos con las predicciones de un modelo elastoplástico para suelos expansivos y colapsables.

## ***CAPITULO 5***

### **MODELIZACION DE SUELOS NO SATURADOS EXPANSIVOS**

#### **5.1.- INTRODUCCION**

Para predecir el comportamiento de cualquier material a ser sometido a trayectorias tensionales arbitrarias, es necesario disponer de un modelo constitutivo que sea capaz de reproducir con suficiente precisión las características básicas de comportamiento observadas en el material que se considere.

Las diferencias entre los comportamientos observados y los predichos podrán ser debidos a la propia idealización, a una incorrecta interpretación de los datos, a un insuficiente conocimiento de los suelos o a la utilización de modelos simples limitados en su campo de aplicación. Todo esto es especialmente cierto, si se trata de materiales con comportamiento complejo como son, en este caso, los suelos no saturados expansivos.

De acuerdo con lo indicado anteriormente, el desarrollo de un modelo constitutivo requerirá el conocimiento del comportamiento básico del material, fundamentalmente a partir de resultados experimentales, que serán modelados mediante ecuaciones que dependerán de un número determinado de parámetros característicos.

Alonso et al (1987) citan algunas ventajas de disponer de un modelo constitutivo:

- \* Un modelo permite comparar y tratar de forma unitaria los resultados obtenidos en ensayos diferentes (distintas trayectorias tensionales) de forma que los comportamientos observados pueden ser estudiados de forma conjunta.*
- \* Disponer de modelos ayuda a interpretar e identificar más fácilmente los estados y parámetros básicos del suelo que mejor caracterizan su comportamiento, además de permitir el contraste de las hipótesis que se hayan hechos sobre él.*
- \* Un modelo permite resolver problemas de contorno que representen situaciones reales.*
- \* Con un modelo es posible predecir el comportamiento del suelo y verificar con resultados experimentales o reales si las predicciones son correctas.*

Los modelos constitutivos utilizan, fundamentalmente, las teorías de la mecánica de los medios continuos y formulan y ajustan las ecuaciones correspondientes mediante el análisis del comportamiento específico del material.

La evolución de los modelos constitutivos elastoplásticos en general, comenzó a partir del estudio de las dislocaciones en la red cristalina de los metales. La extensión y adaptación de los estudios de Tresca (1868) y Von Mises (1913) a los suelos, resultaron inadecuados para reproducir algunos fenómenos típicos (consolidación). Esto era debido a que los modelos para metales están asociados por la incompresibilidad de flujo plástico (Chen, 1985) y por el empleo de leyes de fluencia asociadas que no permiten predecir adecuadamente las dilataciones inducidas por tensiones de corte que se producen en los suelos.

Por otro lado, el comportamiento mecánico de los suelos, en comparación con de los metales, presenta diferencias significativas en relación a la compresibilidad del material y a la resistencia a tracción y compresión (Lublimer,1989). Según el mismo autor, los suelos pueden experimentar grandes deformaciones permanentes de corte producidas por partículas sólidas que se deslizan unas sobre las otras y por lo tanto los suelos pueden ser considerados como plásticos.

## 5.2 - MODELOS CONSTITUTIVOS SIMPLES PARA SUELOS NO SATURADOS

Según Alonso (1993), las expresiones disponibles para los modelos constitutivos para suelos no saturados propuestas hasta el momento, pueden ser agrupadas de la siguiente forma:

## 1) Expresiones Analíticas

\* Expresiones analíticas que describen el cambio de volumen ( $\sigma$  es la tensión aplicada).

a) Salas y Serratosa (1967)

$$\frac{\Delta e}{1+e_o} = K p_o \log \frac{p_o}{\sigma} \quad ec.(5.1)$$

donde:

$\Delta e/(1+e_o)$ : Cambio de volumen (deformación de hinchamiento)

$p_o$ : presión de hinchamiento

$K$  : constante

b) Aitchison et al (1973)

$$\frac{\Delta e}{1+e_o} = C_\sigma \Delta \log \sigma + I_m \Delta \log \psi_m + I_s \Delta \log \psi_s \quad ec.(5.2)$$

donde:

$\Psi_m$ : succión matricial

$\Psi_s$ : succión osmótica

$C_\sigma; I_m; I_s$ : constantes

c) Lytton (1977)

$$\frac{\Delta e}{1+e_o} = -\gamma_\sigma \Delta \log \sigma - \gamma_h \Delta \log (u_a - u_w) \quad ec.(5.3)$$

donde

$\gamma_\sigma$ ;  $\gamma_h$ : coeficientes empíricos relacionados con el índice de plasticidad, la cantidad de arcilla y la capacidad de cambio catiónico.

$u_a - u_w$ : succión

d) Johnson (1978)

$$\Delta e = \frac{\alpha \gamma_s}{100B} [ \log (u_a - u_w)^o - \log [(u_a - u_w)_f^o + \alpha \sigma] ] \quad ec.(5.4)$$

donde:

$(u_a - u_w)_f^o$ : succión final

$(u_a - u_w)^o$ : succión inicial antes de la carga y puede ser determinada a mediante la ecuación:

$$\log (u_a - u_w)^o = A - B\omega \quad ec.(5.5)$$

donde:

$A$ ,  $B$  y  $\alpha$ : constantes

$w$ : humedad

e) Justo et al (1984)

$$\frac{\Delta e}{1+e_o} = a + b \log \sigma + c (\log \sigma)^2 + d (\log \sigma)^3 \quad ec.(5.6)$$

donde:

$a, b, c$  y  $d$ : constantes

Las ecuaciones presentadas en este apartado relacionan linealmente la deformación volumétrica con el logaritmo de la tensión aplicada.

2) Superficies de estado basadas en dos variables independientes de tensiones efectivas

La figura (5.1) presenta un gráfico tridimensional, que relaciona la variación de volumen de un suelo con la tensión isotrópica ( $\sigma - u_a$ ) y con la succión aplicadas. Este tipo de relaciones fue propuesta inicialmente por Bishop y Blight (1963) y más tarde por Burland (1965), Blight (1965), Aitchison (1965) y Matyas y Radhakishna (1967), que las denominaron de *superficies de estado*.

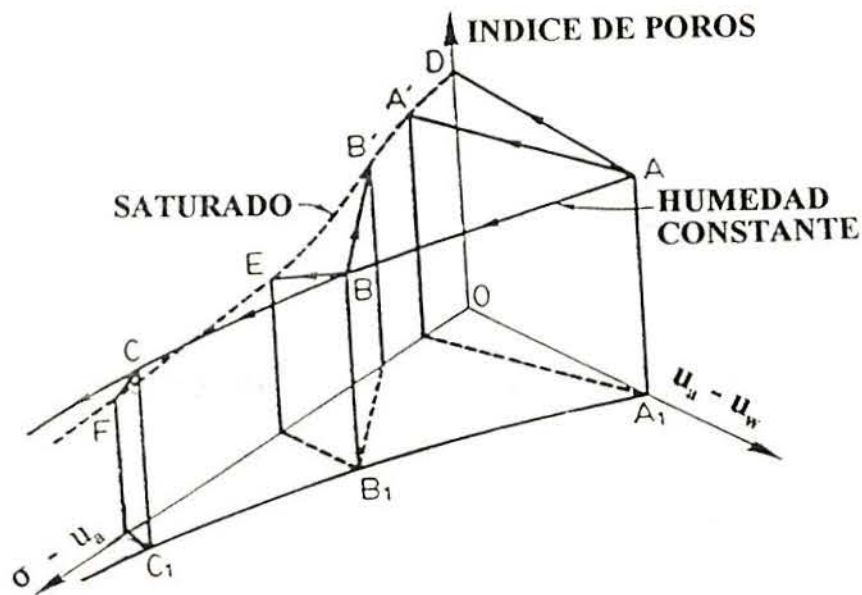


Figura 5.1. - Variación de volumen bajo presiones de succión y tensión (Bishop y Blight, 1963).



Algunos autores han propuesto expresiones analíticas para definir las superficies de estado, tanto en el caso de la variación de volumen como el caso del grado de saturación. A continuación se indican algunos ejemplos:

a) Fredlund (1979)

El autor presenta dos expresiones para determinar las variaciones volumétricas y la humedad.

$$\Delta e = C_r \Delta \log (\sigma - u_a) - C_m \Delta \log (u_a - u_w) \quad ec.(5.7)$$

y

$$\Delta \omega = - D_r \Delta \log (\sigma - u_a) - D_m \Delta \log (u_a - u_w) \quad ec.(5.8)$$

donde:

$C_r, D_r, C_m$  y  $D_m$ : constantes

$C_r$  y  $C_m$ : compresibilidad del suelo ante variaciones de la tensión esférica y de la succión, respectivamente.

b) LLoret y Alonso (1985)

Para cambio de volumen:

$$\Delta e = b \Delta \log (\sigma - u_a) + c \Delta \log (u_a - u_w) + d \Delta [\log (\sigma - u_a) \log (u_a - u_w)] \quad ec.(5.9)$$

Para grado de saturación:

$$S_r = a' - [ c' + d' (\sigma - u_a) ] Th [ b' (u_a - u_w) ] \quad ec.(5.10)$$

## 3) Modelos Elásticos

a) Coleman (1962)

Para el cambio de volumen:

$$-\frac{dV}{V} = C_{21} d(u_a - u_w) + C_{22} d(\sigma - u_a) + C_{23} d(\sigma_1 - \sigma_3) - d(\epsilon_1 - \epsilon_3) \quad ec.(5.11)$$

$$d(\epsilon_1 - \epsilon_3) = C_{31} d(u_a - u_w) + C_{32} d(\sigma - u_a) + C_{33} d(\sigma_1 - \sigma_3) \quad ec.(5.12)$$

donde:

$C_{ij}$ : compresibilidad del suelo, que depende del estado de tensiones y su historia.

$\sigma_1, \sigma_3, \epsilon_1$  y  $\epsilon_3$ : tensiones principales mayor y menor y sus componentes de deformaciones.

V: volumen total del suelo.

Para el cambio del volumen de agua:

$$-\frac{dV_w}{V} = C_{11} d(u_a - u_w) + C_{12} d(\sigma - u_a) + C_{13} d(\sigma_1 - \sigma_3) \quad ec.(5.13)$$

La ecuación (5.12) es similar a la ecuación (5.11).

b) Fredlund (1979)

$$\epsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) - \frac{\nu}{e} (\sigma_{kk} - u_a \delta_{ij}) + \frac{1}{H} (u_a - u_w) \delta_{ij} \text{ ec.}(5.14)$$

donde:

$E, \nu$ : constantes elásticas de Young

$H$ : módulo elástico con respecto a variaciones en  $(u_a - u_w)$

La ecuación de Fredlund (1979) puede ser utilizada para análisis tensión-deformación insertando la deformación volumétrica asociada a las variaciones de la succión ( $\epsilon_o$ ).  $\epsilon_o$  se obtiene directamente de ensayos o se calcula a través de ecuaciones de estado.

c) Alonso et al(1988)

$$d\epsilon = D^{-1} d\sigma^* + d\epsilon_o \text{ ec.}(5.15)$$

Los incrementos de deformaciones son obtenidos como una suma de efectos de variaciones de tensiones y deformaciones volumétricas debidos a variaciones de succión.

Donde:

$$\sigma^* = \sigma - m u_a \text{ y } m^t = [1, 1, 1, 0, 0, 0]$$

Matriz  $D$  : modelo elástico no lineal o modelo  $(K, G)$

$K$  : módulo de compresibilidad

$\epsilon_o$  puede ser determinada en ensayos edométricos o en condiciones isotrópicas, a partir de formulaciones de superficie de estado .

El módulo de corte procede de la siguiente relación tensión-deformación que representa una expresión hiperbólica tensión-deformación:

$$G = [ G_o + M (u_a - u_w) ] \left[ 1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \frac{R}{R} \right]^2 \quad ec.(5.16)$$

donde:

$M$ : constante

$R$ : constante próxima a 1

En la ecuación (5.13), el módulo de corte crece de forma lineal con la succión aplicada ( $M$ =constante). Para las tensiones de corte en rotura  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ , puede adoptarse un modelo de tipo Mohr-Colomb o los propuestos en Gens (1993).

## 5.3 MODELOS ELASTOPLASTICOS PARA SUELOS SATURADOS

### 5.3.1 - Introducción

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

El estudio de la teoría de la plasticidad comenzó en los trabajos de Coulomb (1776) y Rankine(1857) para analizar las presiones de tierra. Una perspectiva general de la evolución de los modelos elastoplásticos puede encontrarse en Hashiguchi (1983 y 1985) y Gens y Potts (1987).

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

Drucker y Prager (1952) y Ducker (1953) presentaron las primeras formulaciones plásticas para representar el comportamiento de suelos. Los primeros modelos de estado crítico fueron desarrollado en la Universidad de Cambridge por Roscoe et al (1958) y Calladine (1963). Estos modelos permitieron reproducir los rasgos más característicos del comportamiento de los suelos desde un punto de vista cualitativo y también sirvieron de base para la obtención de modelos más completos capaces de predecir el comportamiento de los suelos.

A continuación se presentan las características fundamentales de los modelos elastoplásticos de estado crítico *Cam-Clay*, y el planteamiento adoptado para el modelo de suelos no saturados.

### 5.3.2 - Generalidades de los Modelos Elastoplásticos

Las formulaciones que definen el comportamiento elastoplástico son:

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

El límite que divide la zona elástica de la zona plástica se define a partir de una función escalar  $f$ , establecida en el espacio de tensiones llamada "*función o superficie de fluencia*" que permite definir durante el proceso de carga, la evolución de las fronteras del dominio elástico dentro del espacio de tensiones y también el comienzo del proceso inelástico (Balmaceda,1991).

El criterio *de fluencia* está definido por una función escalar " $f$ ". La expresión que define esta función es la siguiente:

$$f = f(\sigma_{ij}, \delta^k) \quad \text{ec.(5.16)}$$

donde:

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

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

$c$ : tensor de primer orden de endurecimiento plástico e isotrópico. Es función de varias variables internas.

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

$d\omega$ : incremento temporal de trabajo específico

La figura 5.2 representa un criterio de fluencia genérico en el espacio de tensiones principales. En cualquier trayectoria de tensiones en que  $f < 0$  se desarrolla un proceso elástico donde sólo ocurren deformaciones recuperables. Cuando la trayectoria alcanza a la superficie de fluencia, ésta se modifica y se transforma en la denominada superficie de carga plástica. El cambio en el dominio elástico puede resultar en un aumento (endurecimiento) o reducción del dominio (ablandamiento). Si  $f$  es función sólo de  $\sigma_{ij}$ , la plasticidad es perfecta ( $f(\sigma)_{ij} = \text{cte}$ ) y el dominio elástico es invariable.

Se considera que el material está en estado elastoplástico cuando el estado tensional de un punto del sólido alcanza la función límite de discontinuidad  $\dot{F}(\sigma_{ij}, \delta^k) = 0$  y cumple la condición de consistencia plástica o condición de Prager,  $\dot{F}(\sigma_{ij}, \delta^k) = 0$ .

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

$$\epsilon_{ij} = \epsilon_{ij}^e + \epsilon_{ij}^p \quad \text{ec.(5.18)}$$

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

$$d\epsilon_{ij}^p = \mu \cdot r_{ij} \quad \text{ec.(5.19)}$$

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



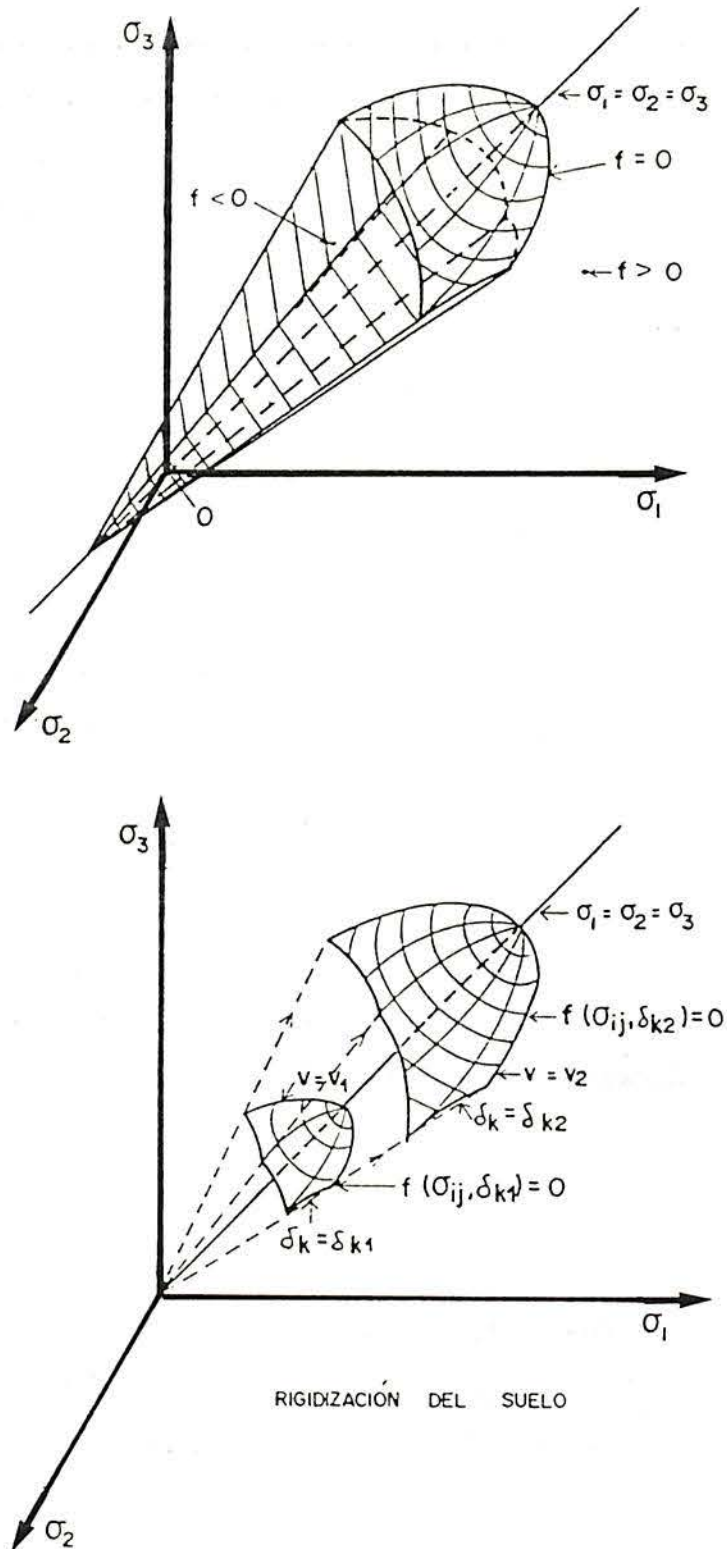


Figura 5.2 - Representación de un criterio de fluencia genérico en el espacio de tensiones principales (citado por Josa, 1988)  
 a) reblandecimiento del suelo b) rigidización y reblandecimiento del suelo y caso de plasticidad perfecta.

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

$$d\epsilon_{ij}^p = \mu \cdot f_{ij} \quad \text{ec.(5.20)}$$

donde:

$$f_{ij} = \frac{\partial f(\sigma_{kp}, \delta_k)}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{ec.(5.21)}$$

Y el incremento de deformación plástica se queda como:

$$d\epsilon_{ij}^p = \mu \cdot \frac{\partial f(\sigma_{kp}, \delta_k)}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{ec.(5.22)}$$

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

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

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

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

$$h(\sigma_{ip}, \delta_k) = 0 \quad \text{ec.(5.23)}$$

La ecuación (5.23) representa un dominio en el espacio de tensiones  $\sigma_{ij}$  que incluye todos los estados tensionales admisibles por el suelo. En caso de plasticidad perfecta  $h$  y  $f$  coinciden. En caso de plasticidad no perfecta  $h$  puede coincidir con  $f$  para alguna combinación de valores de las variables internas. Cuando  $h = 0$  el suelo ha llegado a su estado límite último. En general  $h$  representa a un dominio exterior a  $f$  que no puede ser sobrepasado, de forma que todos los estados tensionales que hacen que  $h > 0$  son inalcanzables por el suelo.

Un modelo con plasticidad no perfecta puede estar compuesto por varias superficies de fluencia  $f_m$  ( $m=1,2,3,4,\dots,n$ ). En este caso las deformaciones producidas son recuperables cuando  $f_m < 0$ . Los postulados antes mencionados pueden ser expresados en este caso como a continuación se indica:

$$* f_m (\sigma_{ij}, \delta_{km}) = 0 \quad m = n, \dots, n_q \quad (\text{superficies de fluencia})$$

$$* d\epsilon_{ij}^p = \mu_m \cdot r_{mij} \quad m=n, \dots, n_q \quad (\text{leyes de fluencia})$$

$$* \delta_{km} = \delta_{km} (\epsilon_{ij}^p) \quad (\text{leyes de rigidización})$$

El planteamiento que se ha definido en el modelo mencionado anteriormente no siempre es posible ya que depende de la interacción entre las  $m$  superficies de fluencia que intervienen en el problema.

## 5.3.3. - Generalidades de los modelos de estado crítico

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

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

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

El *Cam-Clay* fue el primero de los modelos propuestos y hasta hoy sigue siendo un punto necesario de referencia. Este modelo, que fue inicialmente desarrollado para el caso de arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas, adopta formulaciones relativamente sencillas y sus predicciones son adecuadas en algunos casos.

Las formulaciones de estado crítico establecen una relación entre el volumen específico ( $v$ ), la tensión esférica efectiva ( $p'$ ) y la tensión de corte ( $q$ ) (figura 5.3) tal que:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad ec.(5.24)$$

$$q = M p' \quad ec.(5.25)$$

donde:

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

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

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

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

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

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

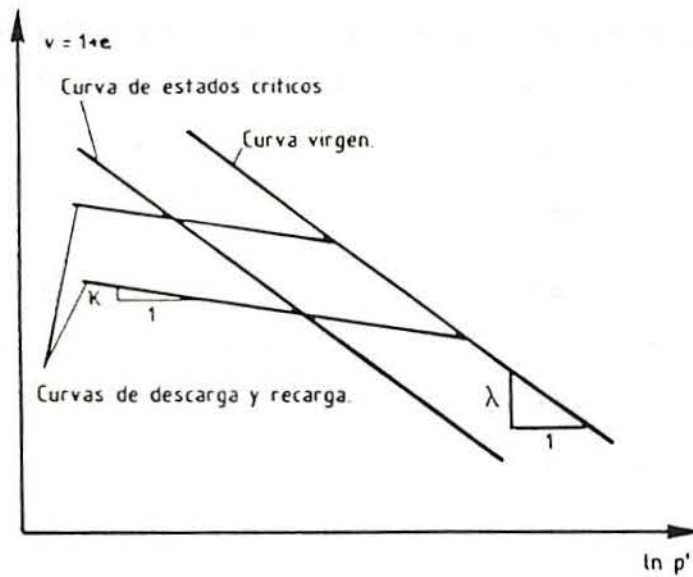


Figura 5.3 - Modelo de estado crítico

El modelo *Cam Clay Modificado* fue desarrollado como consecuencia de las dificultades observadas en la reproducción de algunos comportamientos de los suelos saturados, y en particular, en los siguientes aspectos del modelo original:

\* *La discontinuidad en la primera derivada que existe en la superficie de fluencia cuando  $q = 0$ . Esto implica que las deformaciones de corte son no nulas ante cambios isotrópicos de las tensiones;*

\* *El modelo puede producir variaciones de tensiones poco razonables para algunos tipos de incrementos de deformaciones.*

Actualmente, el modelo *Cam-clay Modificado* es ampliamente conocido y se va considerar en el presente estudio.

Este modelo fue desarrollado en dos dimensiones  $(p', q)$  y en términos de tensiones efectivas. Las hipótesis consideradas en él (superficie de fluencia, leyes de fluencia y de rigidización, deformaciones elásticas) se resumen a continuación:

#### a) Superficie de Fluencia

El modelo *Cam Clay Modificado* propone una ecuación en el plano  $(p', q)$ :

$$f(p', q, p'_o) = q - M^2 p' (p'_o - p') = 0 \quad \text{ec. (5.26)}$$

donde:

$p'_o$ : es la presión de consolidación del suelo y define la posición de la superficie de fluencia (parámetro de rigidización). Esa ecuación 5.18 corresponde a una familia de elipses homotéticas con respecto al origen (figura 5.4) tal que todas pasan por los puntos  $p' = 0, q = 0$  y  $p' = p'_o, q = 0$ .

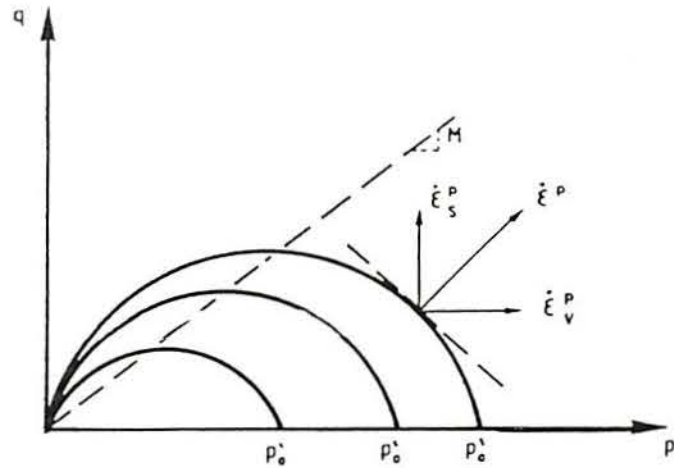


Figura 5.4 - Superficie de fluencia en el plano  $(p', q)$  del modelo Cam-Clay Modificado.

### b) Ley de Fluencia

La ley de fluencia de este modelo es asociada. Consecuentemente se podrá definir un potencial plástico coincidiendo con la superficie de fluencia anteriormente indicada:

$$g(p, q, p'_o) = f(p', q, p'_o) = q - M^2 p' (p'_o - p') = 0 \quad \text{ec. (5.27)}$$

Los estados de rotura están determinados por los puntos de  $q$  máximo ( $p' = p'_o / 2$ ,  $q = M p'$ ). La tangente a cada elipse en el punto de corte con dicha recta es horizontal. La componente volumétrica de la deformación plástica en dicho punto es nula y el flujo plástico se produce a volumen constante.

**c) Ley de Rigidización**

La ley de rigidización es isótropa y depende de la deformación volumétrica plástica de la siguiente forma:

$$\frac{dp'_o}{p'_o} = \frac{v}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad \text{ec.(5.28)}$$

donde:

$\lambda$ : es la pendiente de la recta noval del suelo en el plano  $(v, p')$  para la rama noval  $v = N - \lambda \ln p'$ ;

$N$ : es valor de  $v$  para  $p' = 1$ ;

$\kappa$ : es la pendiente de la recta de descarga y de carga en el plano  $(v, p')$   $v = v_k - \kappa \ln p'$ ;

$v_k$ : es el valor de  $v$  para  $p' = 1$ ;

$p'_o$ : es el parámetro que define la posición de la superficie de fluencia.

La ley de evolución de  $p'_o$  en Cam-Clay está definida mediante la deformación volumétrica plástica.

**d) Deformación Volumétrica Elástica**

Las deformaciones volumétricas recuperables se obtienen según la siguiente expresión:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp'}{p'} \quad \text{ec.(5.29)}$$



## e) Deformación Elástica de Corte

Las deformaciones de corte elástica según la formulación del Cam Clay son nulas. Esto implica, de acuerdo con este modelo, que no se produce energía recuperable asociada a la deformación de corte ( $\varepsilon_s^e=0$ ). Para aproximarse más el comportamiento real del suelo se puede considerar que las deformaciones de corte no son nulas mediante la siguiente expresión:

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{G} \quad \text{ec.(5.30)}$$

donde:

$G$ : módulo elástico de corte

$\varepsilon_s^e$ : deformación elástica

Las deformaciones reversibles definidas por el modelo, a partir de ensayos unidimensionales de consolidación en  $q=0$ , se encuentran sobre una recta de expresión siguiente (carga, descarga isotrópica; figura 5.3):

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln p' \quad (\text{ramas de descarga y recarga}) \quad \text{ec.(5.31)}$$

donde:

$\kappa$ : es un parámetro del suelo

$v_{\kappa}$ : es el valor de  $v$  para  $p'=1$

Para compresión isótropa noval los estados de equilibrio se encuentran sobre una recta de expresión:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (\text{ramas noval}) \quad \text{ec. (5.32)}$$

donde:

$\lambda$ : es un parámetro del suelo

$N$ : es el valor de  $v$  para  $p' = 1$

A partir de los parámetros del modelo ( $N, \lambda, \kappa, M$  y  $G$ ) y de su estado inicial ( $p', q$  y  $p', v_i$ ) es posible predecir el comportamiento deformacional del suelo para diferentes trayectorias.

Los modelos de estado crítico abrieron el camino a la aplicación de la teoría de plasticidad en el suelo saturados. Una vez determinados los parámetros correspondientes, básicamente mediante ensayos de laboratorio, es posible reproducir el comportamiento observado al someter al suelo a trayectorias de tensiones arbitrarias (Aitchison, 1978).

## 5.4.- MODELOS ELASTOPLASTICOS PARA SUELOS NO SATURADOS

### 5.4.1. Introducción

En este apartado se presenta un modelo propuesto en Josa (1988) posteriormente modificado por Balmaceda (1991) para suelos no saturados. El modelo está basado en los conceptos de la teoría de la plasticidad, rigidizable y utiliza también un modelo de estado crítico tipo *Cam-Clay Modificado*.

Josa (1988) desarrolló un modelo de comportamiento para suelos no saturados capaz de reproducir diversos comportamientos característicos de los suelos no saturados.

Balmaceda (1991) formuló un modelo de comportamiento para suelos no saturados con base en el modelo desarrollado por Josa (1988). El planteamiento de este segundo modelo permite simular la existencia de un máximo colapso para determinados escalones.

A continuación se describe el modelo propuesto en Josa (1988), las formulaciones escogidas por Balmaceda (1991) y el planteamiento del modelo elastoplástico para suelos expansivos.

#### 5.4.2.- Modelo Elastoplástico Desarrollado por Josa (1988) para Estados de Tensiones Isótropos

El planteamiento de un modelo elastoplástico que reproduzca el comportamiento de suelo no saturado en el espacio  $(s,p)$  fue inicialmente formulado por Alonso, Gens y Hight (1987).

El modelo elastoplástico propuesto por Josa (1988) para suelo no saturado permite reproducir el estado deformacional y el grado de saturación en trayectorias tensionales generales, las variaciones de rigidez del suelo con la succión o los cambios de volumen que se producen cuando el suelo se inunda. El autor formuló un modelo de comportamiento para suelos no saturados en el espacio  $(s,p)$ , de forma paralela al comportamiento similar de los suelos saturados sometidos a incrementos de la tensión esférica  $(p)$  en la curva noval, para una succión determinada y constante.

El volumen específico "v" se expresa de la siguiente forma:

$$v = v_p + v_s \quad ec.(5.33)$$

donde:

$v_p$ : es volumen específico asociado a variaciones de  $(p-u_a)$

$v_s$ : es volumen específico asociado a variaciones de succión en  $q = \text{constante}$ .

El cambio de volumen específico tiene la siguiente ecuación:

$$dv = - \lambda(s) \frac{dp}{p} \quad ec.(5.34)$$

donde:

$dp$ : incremento de la tensión esférica

$dv$ : incremento de volumen específico.

Integrando la ecuación (5.33) se obtiene la siguiente expresión:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad ec.(5.35)$$

donde:

$p^c$ : es la presión de referencia para la que  $v = N(s)$

$\lambda(s)$ : es la pendiente de la succión de manera que cuando aumenta la succión, el suelo presenta mayor rigidez en los intervalos de tensiones (figura 5.5).

La ecuación (5.33) representa el volumen específico ( $v=1+e$ ) para una succión constante como se observa en la figura 5.5.

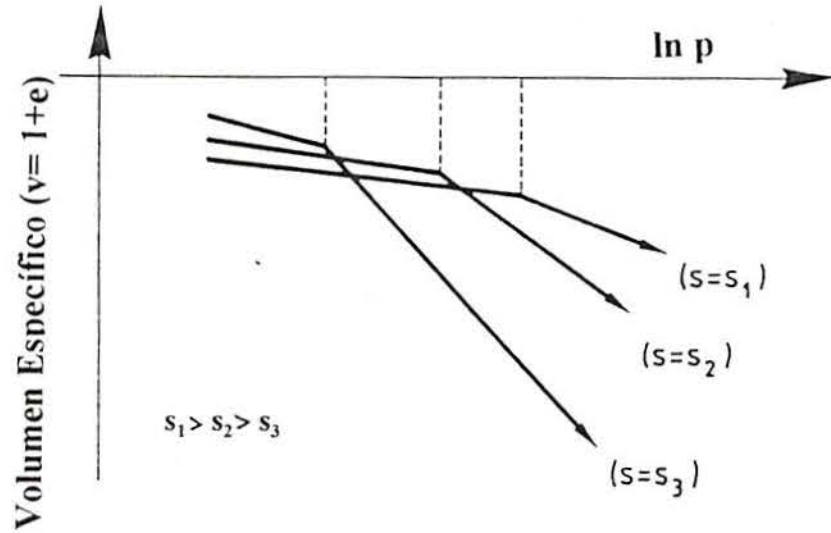


Figura 5.5 - Comportamiento del suelo en el plano ( $p, v$ ) para diferentes succiones.

Para el comportamiento elástico del suelo en las ramas de descarga y recarga a succión constante, la ecuación planteada es:

$$dv = - \kappa \frac{dp}{p} \quad \text{ec.(5.36)}$$

donde:

$\kappa$ : es la pendiente a las rectas de descarga y recarga.

Alonso et al (1990) presentan las curvas de variación de volumen específico en el plano  $(p,s)$  ( carga y descarga) de acuerdo con el modelo (figura 5.6) para un mismo suelo sometido a dos valores de succión ( $s=0$  y  $s= constante$ ) en unas trayectorias tensionales isótropas en las que varia  $p$ .

$p_o^*$  corresponde a la presión de consolidación para suelo saturado. En caso de suelo no saturado la presión de consolidación o fluencia viene dado por  $p_o$ . Para valores superiores a  $p_o$  comienzan a producirse las deformaciones permanentes.

Se cumple la siguiente relación entre volúmenes específicos de los puntos 1, 2 y 3 de la figura 5.6:

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \quad ec.(5.37)$$

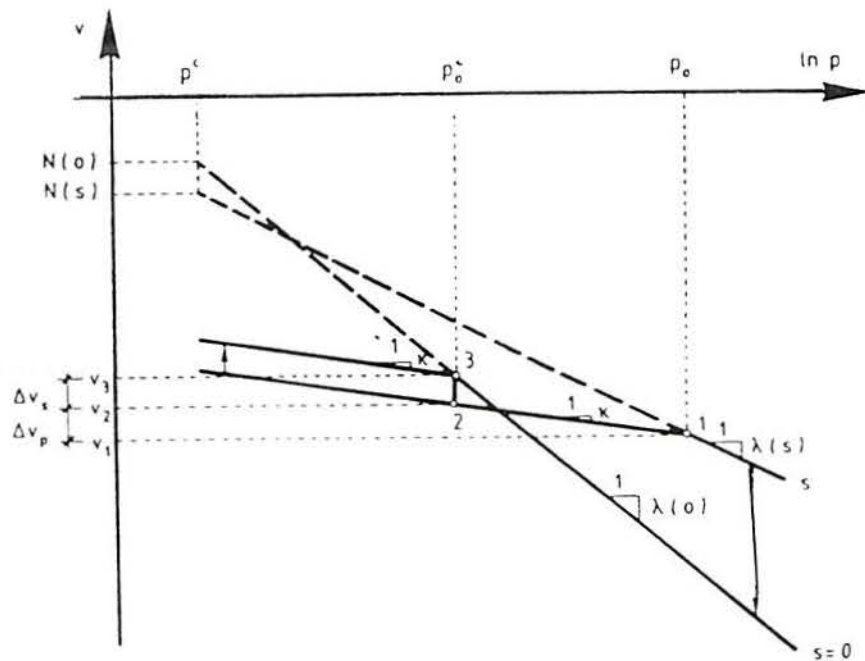


Figura 5.6 - Volumen específico versus presión en curvas de carga, descarga y recarga según Alonso et al (1990).

En el tramo 2:3 se produce hinchamiento recuperable y la expresión que define la variación de volumen específico es similar a la ecuación 5.29. La ecuación es la siguiente:

$$dv_s = - \kappa_s \frac{ds}{s+p_{atm}} \quad ec.(5.38)$$



donde:

$\kappa_s$ : es la pendiente de la recta que relaciona  $v_s$  y  $\ln (s+p_{atm})$  en una rama de descarga y recarga.

$p_{atm}$ : es la presión atmosférica y fue incorporada para evitar que para valores muy bajos (próximo a cero) de la succión "dv" o "v" tendieran a infinito.

A partir de las ecuaciones (5.35),(5.36),(5.37) y (5.38) resulta la ecuación siguiente:

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_o}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_o}{p_o^*} + \kappa_s \ln \frac{s+p_{atm}}{p_{atm}} = N(o) - \lambda(o) \ln \frac{p_o^*}{p_o} \quad ec.(5.39)$$

La ecuación (5.39) presenta una relación entre  $p_o$  y  $s$ , función de unos parámetros de referencia ( $p_o^*$ ,  $p^c$ ) y de parámetros de suelos ( $N(s)$ ,  $\lambda(s)$ ,  $\kappa$ ,  $\kappa_s$ ). Para caso de suelo saturado, los valores de  $N(s)$  y  $\lambda(s)$  son  $N(0)$  y  $\lambda(0)$ .

Si se admite que  $p^c$  es la presión para la cual se alcanza la curva noval saturada, partiendo de un estado no saturado en una trayectoria de humedecimiento que produce solamente hinchamiento elástico, la ecuación (5.39) se cumple:

$$\Delta v(p^c)_o^s = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s+p_{atm}}{p_{atm}} \quad ec.(5.40)$$

Si la ecuación (5.40) es introducida en la ecuación (5.39), la siguiente relación es obtenida:

$$\left(\frac{p_o}{p^c}\right) = \left(\frac{p_o^*}{p^c}\right)^{\frac{\lambda(o)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad ec(5.41)$$

Esta expresión define una superficie de fluencia en el plano  $(s,p)$ , cuya posición está determinada por la presión de preconsolidación del suelo saturado  $p_o^*$  (parámetro de rigidización del modelo). La superficie de fluencia se transforma en una recta vertical para  $p_o^* = p^c$  ( $p_o = p^c$ ).

La figura 5.7 representa la integración de las ecuaciones (5.42 y 5.43) considerando  $\lambda_s$  y  $\kappa_s$  constantes e independientes de  $(p)$  en el plano  $(v_s,s)$ .

$$de_v = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds}{s+p_{atm}} \text{ (ramas no vaiales)} \quad ec.(5.42)$$

$$de_v = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{s+p_{atm}} \text{ (ramas de descarga y recarga)} \quad ec.(5.43)$$

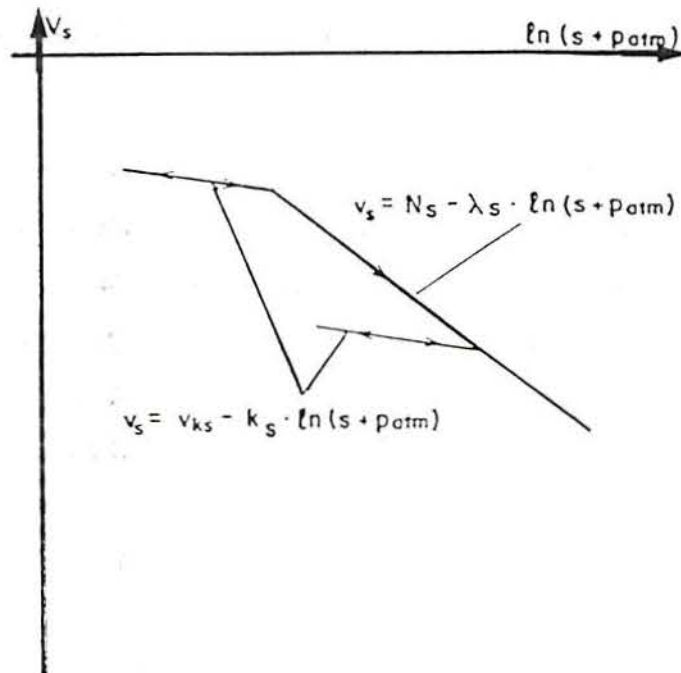


Figura 5.7 - Comportamiento del suelo en el plano  $(s,v_s)$  en ausencia de hinchamiento recuperable según Josa (1988).

Josa (1988) planteó los posibles cambios de rigidez del suelo con los aumentos de succión y ha definido la siguiente ecuación:

$$\lambda(s) = \lambda(o) [(1-r) e^{-\beta s} + r] \quad ec.(5.44)$$

$\beta$ : es un parámetro que controla la velocidad con que varia  $\lambda(s)$  con la succión.

$r$ : es una constante relacionada con la máxima rigidez del suelo para succión infinita y se expresa por la ecuación:

$$r = \frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(o)} \quad ec.(5.45)$$

En un suelo se podrán producir deformaciones recuperables, o deformaciones recuperables e irrecuperables, en función de las trayectorias tensionales seguidas en los planos  $(v_p, p)$  y  $(v_s, s)$ .

Josa (1988) consideró como función de fluencia para cambios de succión la ecuación  $s = s_h(p)$  o sea  $s = s_h = cte$  (figura 5.8) (en primera aproximación y en la ausencia de datos significativos).  $s_h$  se puede definir como el valor de succión más elevado  $s_i(p)$  al que había estado sometido en toda su historia el suelo para un cierto valor de tensión esférica, de forma que, cuando la succión aplicada alcanza este valor, surgen deformaciones permanentes o irrecuperables. Esta superficie de fluencia definirá nuevo dominio de estados tensionales posibles dentro del cual no se producen hinchamientos irrecuperables. El cambio de volumen específico se expresa en la rama noval:

$$dv_s = - \lambda_s \frac{ds}{s + p_{atm}} \text{ (rama noval)} \quad ec.(5.46)$$

y en la rama de descarga y recarga:

$$dv_v = \kappa_s \frac{ds}{s+p_{atm}} \quad (\text{rama de descarga y recarga}) \text{ec.}(5.47)$$

El aumento de  $p$  dentro del campo elástico resultará en un aumento de deformación volumétrica elástica:

$$de_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad \text{ec.}(5.48)$$

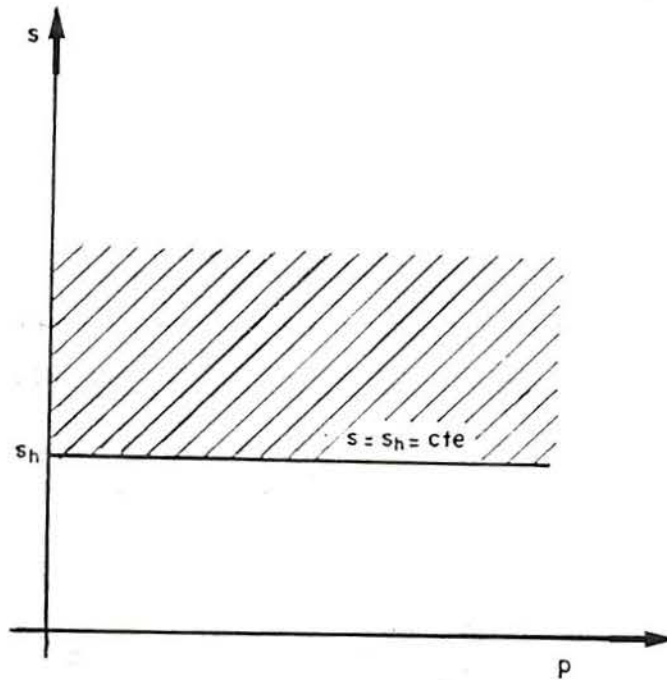


Figura 5.8 - Superficie de fluencia en el plano  $(p,s)$  bajo la hipótesis de  $s_h(p)=s_h=cte$ .

El incremento de deformación volumétrica total cuando  $p$  alcanza la superficie de fluencia  $p_o$  se determina como:

$$de_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_o}{p_o} \quad ec.(5.49)$$

El incremento de deformación volumétrica plástica  $de_{vp}^p$  se expresa diferencia de las anteriores como:

$$de_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_o}{p_o} \quad ec.(5.50)$$

Y también se puede expresar el incremento de deformación volumétrica plástica de la siguiente forma, teniendo en cuenta la ecuación (5.41).

$$de_{vp}^p = \frac{\lambda(o) - \kappa}{v} \frac{dp_o^*}{p_o^*} \quad ec.(5.51)$$

Cuando ocurre un aumento de la succión dentro del dominio elástico se genera un aumento de deformación volumétrica elástica definida por la siguiente ecuación:

$$de_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad ec.(5.52)$$

Cuando alcanza la superficie de fluencia  $s_o$  se generan deformaciones volumétricas plásticas y los incrementos se expresan:

$$de_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_o}{s_o + p_{atm}} \quad ec.(5.53)$$

En principio las superficies de fluencia  $p_o$  y  $s_o$  en el plano  $(s, p)$  pueden moverse independientemente una de la otra. Josa (1987, 1988) consideró el acoplamiento entre ambas superficies e hizo depender de la deformación volumétrica total ( $\epsilon_v^p = \epsilon_{vp}^p + \epsilon_{vs}^p + \epsilon_{vh}^p$ ) con las leyes de rigidización de la siguiente forma:

$$\frac{dp_o^*}{p_o^*} = \frac{v}{\lambda(o) - \kappa} d\epsilon_v^p \quad ec.(5.54)$$

$$\frac{ds_o}{s_o} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_v^p \quad ec.(5.55)$$

### 5.4.3.- Modelo Elastoplástico Desarrollado por Balmaceda (1991) para Estados de Tensiones Isótropos

Siguiendo las mismas líneas del modelo presentado por Josa (1988), Balmaceda (1991) ha propuesto una nueva superficie de fluencia  $p_o$ , con cambios en las leyes que rigen el comportamiento deformacional del suelo. El cambio en las leyes permiten que las curvas de compresión isótropa a diferentes succiones converjan para valores altos de  $p$ , determinando que el colapso pase por un máximo. La nueva superficie de fluencia depende de una función "m" que permite definir la evolución de  $p_o$  y determinar la magnitud y posición de aquella. Por otro lado, las superficies de fluencia  $s_o$  y  $s_h$  y la superficie de estado del grado de saturación se han mantenido iguales a las del modelo desarrollado por Josa (1988).

El planteamiento matemático escogido para la función  $p_o$  es la siguiente expresión (figura 5.9):

$$p_o = (p_o^* - p_c) + p_c [ (1-m) e^{\alpha s} + m ] \quad \text{ec.(5.56)}$$

donde:

$p_c$ : presión de referencia o factor de escala.

$\alpha$ : parámetro adimensional que depende la forma de la función  $p_o$ .

$m(p_o^*)$ : función intermedia que depende de algunos parámetros del modelo. Este parámetro posibilita controlar la inclinación de la función  $p_o$  y la evolución del colapso cuando aumenta  $p$ .

$m$ : función adimensional siempre mayor que la unidad ( $m \geq 1$ ) (figura 5.10)

La función "m" se expresa de la forma siguiente:

$$m = 1 + \frac{(\zeta_y - 1)}{(\zeta_x - p_c)} (p_o^* - p_c) e^{\frac{(\zeta - p_o^*)}{(\zeta_x - p_c)}} \quad ec.(5.57)$$

Los parámetros  $\zeta_x$  y  $\zeta_y$  definen la posición y la magnitud del máximo de la función "m". El parámetro  $\zeta_x$  es el valor de  $p_o^*$  para que la función "m" alcanza un valor máximo llamado  $\zeta_y$ . Es posible expresar  $\zeta_x$  y  $\zeta_y$  en función de algunos parámetros del modelo tales como:  $\Delta \epsilon_{vmax}^p$ ,  $p_{omax}^m$ ,  $p_c$ ,  $\alpha$ ,  $\lambda$  y  $\kappa$ .

La función  $p_o$  debe cumplir con las siguientes condiciones:

- debe ser siempre creciente ( $\alpha > 0$ ,  $p_c > 0$ );
- debe ser convexa;
- cuando la succión tiende a infinito,  $p_o$  tiende asintóticamente a  $p_o^m$  ( figura 5.9).

La  $p_o^*$  es la presión de preconsolidación del suelo saturado ya comentada anteriormente. La posición de la superficie de fluencia  $p_o$  se controla con  $p_o^*$  (parámetro de rigidización del modelo) y se expresa de la siguiente forma:

$$p_o = p_o^* + \left\{ p_c \frac{(\zeta_y - 1)}{(\zeta_x - p_c)} (1 - e^{-\alpha s}) (p_o^* - p_c) e^{\frac{\zeta - p_o^*}{\zeta_x - p_c}} \right\} \quad ec.(5.58)$$

La evolución de la superficie de fluencia  $p_o$  puede ser observado en la figura 5.11.

En el modelo modificado por Balmaceda (1991) se ha considerado también la existencia de acoplamiento entre las diferentes superficies de fluencias.



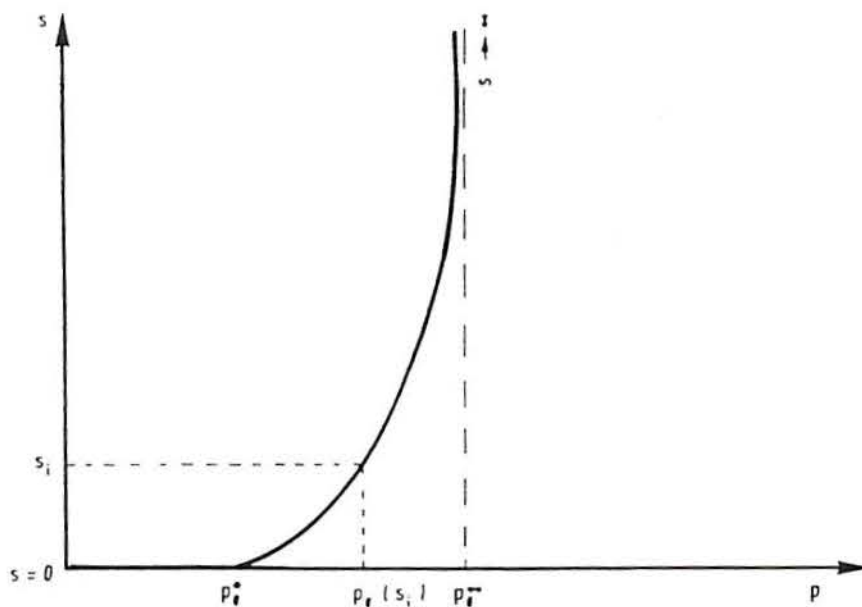


Figura 5.9 - La función  $p_0(p_0^m, s)$  en el modelo de Balmaceda (1991).

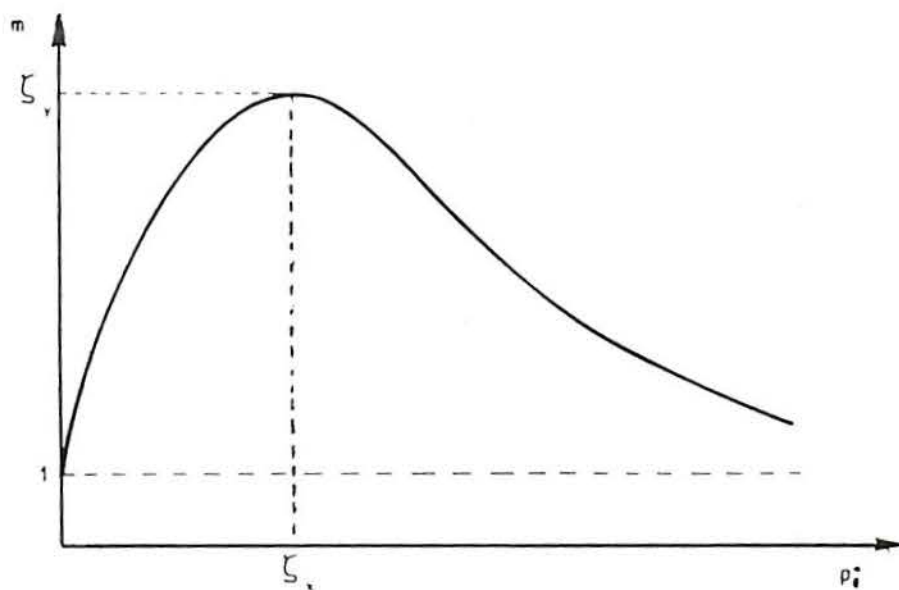


Figura 5.10. - La función "m" según Balmaceda (1991).

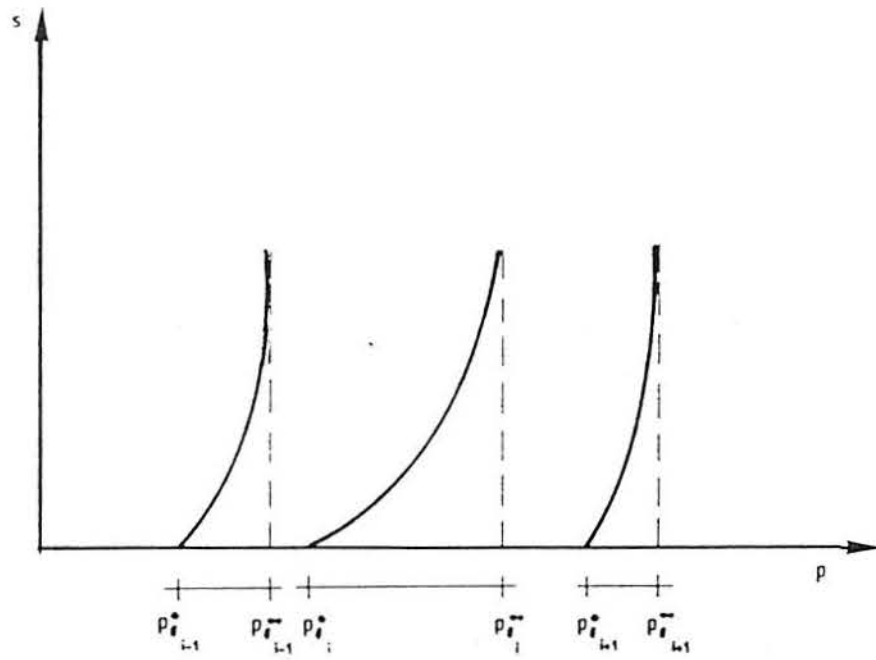


Figura 5.11 - Evolución de la superficie de fluencia  $p_0$  y de la relación  $\ln p_0^m / p_0$ .

## 5.5.- MODELO ELASTOPLASTICO PARA SUELOS NO SATURADOS EXPANSIVOS (LC-NL)

### 5.5.1 Introducción

El modelo presentado en esta tesis sigue los fundamentos descritos anteriormente para el modelo elastoplástico para suelos no saturado desarrollado por Josa (1988).

El modelo para suelos no saturados expansivos ha sido formulado teniendo en cuenta el nivel microestructural, el nivel macroestructural y el acoplamiento entre los dos niveles de estructuras.

El nivel microestructural describe el comportamiento básico de arcilla mineral incluyendo la interacción físico-químico de las mismas. El nivel macroestructural tiene en cuenta una estructura de mayor escala del suelo (Gens y Alonso,1992).

En general, el nivel microestructural influye en el comportamiento de los suelos de densidad alta y alta actividad. Por otro lado, cuando el suelo tiene una estructura abierta la influencia del nivel macroestructural desarrollará un papel importante en el comportamiento del suelo. Atabek et al (1991) observaron este tipo de comportamiento para una arcilla compactada compuesta de montmorillonita.

Para desarrollar un modelo para suelos no saturados expansivos es necesario conocer en detalle los mecanismos de expansión del suelo y su comportamiento a nivel microestructural. A continuación se describen el mecanismo de expansión y comportamiento a nivel microestructural como paso previo para el desarrollo del modelo elastoplástico para suelos no saturados expansivos.

a) *Mecanismo de expansión*

Los mecanismos de expansión han sido descritos en el capítulo 2 apartado 2.3.2.2. Sin embargo, el mecanismo de expansión considerado para el desarrollo del modelo está basado en la teoría de la capa doble de Gouy-Chapman (Gouy, 1909, Chapman, 1913). Esta teoría relaciona la compresibilidad de la arcilla con la interacción de partícula-agua-cación. La fuerza de interacción o presión osmótica definida por Bolt (1956) entre las capas dobles depende de la concentración de ion en el plano medio entre dos partículas adyacentes. Esta teoría ha sido usada para prever el cambio de volumen de minerales arcillosos expansivos con cierto grado de precisión.

Otras aplicaciones de la teoría de la capa doble son mencionadas por Olson y Mesri (1970), Mitchell (1973), Sridharan y Rao (1982), Callaghan y Ottewill (1974), Sridharan y Jayadeva (1982) y Jayadeva y Sridharan (1982). Más recientemente, Madsen y Müller-Vonmoos (1985) mencionan una buena concordancia entre las presiones de hinchamiento calculadas con la teoría de la capa doble y las medidas en ensayos de 19 muestras intactas de "opalinum Shale".

Yong et al (1984) plantean que las previsiones de la teoría de la capa doble pueden no ser exactas debido a que el sistema de partículas paralelas de arcilla es muy simple para representar la estructura real del suelo. Existen otros factores tales como el efecto del tamaño de ion, adsorción de anión y la existencia de fuerzas atractivas que no son consideradas en la teoría. Sin embargo, las modificaciones de la teoría que han sido propuestas por Kjellander (1991) reproducen mejor los hinchamientos observados, si están presentes cationes bivalentes. El modelo de interacción de partícula propuesto por Yong et al (1984) tiene en cuenta otras interacciones de la estructura.

Low y Margheim (1979) y Low (1980, 1991) afirman que la teoría de la capa doble no es correcta y que el mecanismo de hinchamiento básico está basado en las interacciones entre el agua y la superficie de las partículas de arcilla.

Pusch (1982) también menciona una notable discrepancia entre los resultados experimentales y las relaciones derivadas teóricamente de la teoría de capa doble para una bentonita sódica altamente compactada. La razón es que para densidades altas, la teoría de capa doble no está desarrollada.

Baveye et al (1991) y Tessier (1991) mencionan que un efecto mecánico directo de tensión de agua puede contribuir significativamente en el comportamiento de cambio de volumen.

El fenómeno de interacción básica responsable por los cambios de volumen microestructurales establece ser básicamente reversible. Sin embargo, las deformaciones irreversibles son encontradas en algunos ensayos (Warkentin et al, 1957; Newman, 1983; Ormerod y Newman, 1983, Kraegenbuehl et al, 1987). La irreversibilidad es atribuida para una ausencia inicial de paralelismo de partículas que desaparece bajo el primer escalón de carga.

*b) Comportamiento a nivel microestructural*

Se supone en este modelo que las deformaciones microestructurales son reversibles e independientes de la macroestructura (Gens, 1993). Parece que el fenómeno de interacción básico responsable de los cambios de volumen microestructural pueden ser reversible aunque se han medido deformaciones microestructurales irreversibles en general pequeñas (Warkentin et al, 1957; Ormerod y Newman, 1982; Branson y Newman, 1983; Kraehenbuehl et al, 1987). Este hecho está relacionado con el fenómeno de capa doble descrito en el apartado 2.

En el espacio  $(p,s)$ , las trayectorias de tensiones que sitúen en  $s + p = constante$  conducen a deformaciones volumétricas nulas (figura 5.12), o sea, no se producen variaciones en la tensión efectiva del suelo. Esta línea separa las trayectorias tensional que producen compresión o expansión . Esto indica que dependiendo de la teoría microestructural escogida, la inclinación de la línea neutra (NL) puede tener valores diferentes (Gens y Alonso, 1992). Por esta razón la línea recta  $s + p = constante$  ha sido definido como línea neutra "NL". Las deformaciones volumétricas microestructurales son de compresión (OE-OF) cuando se produce un aumento en la tensión efectiva ( $s+p>0$ ). Y cuando se produce una disminución en la tensión efectiva ( $s+p<0$ ) las deformaciones volumétricas microestructurales (OC-OD) son de expansión (figura 5.12).

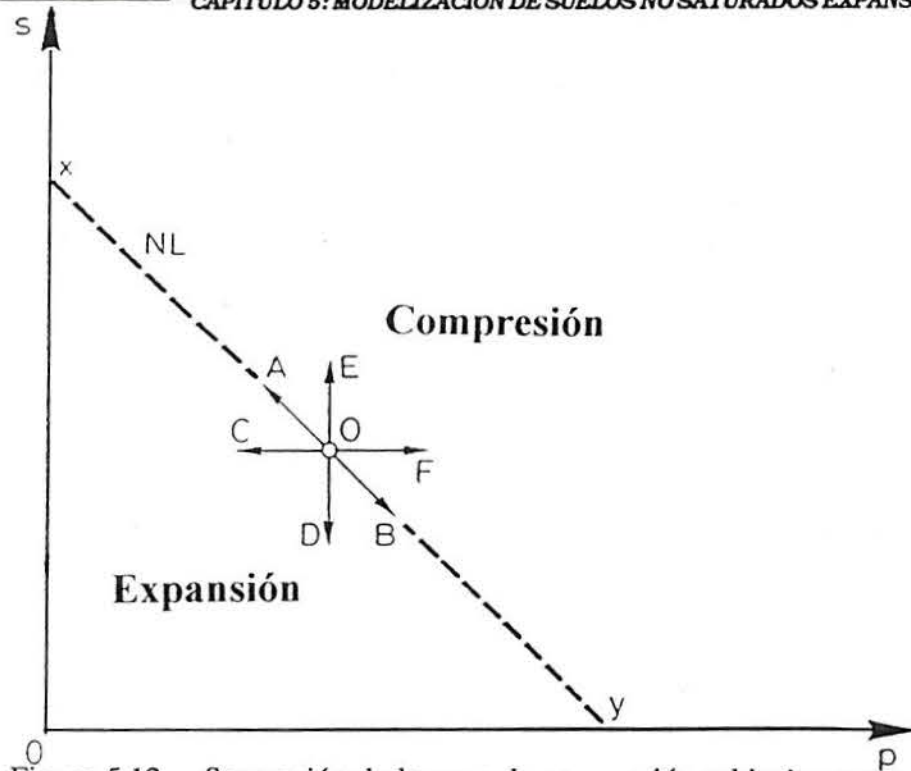


Figura 5.12 - Separación de la zona de compresión y hinchamiento por la superficie de fluencia NL.

Las variaciones de deformación volumétrica ( $\epsilon_{vm}$ ) están relacionados con la tensión efectiva ( $s+p$ ) y otros factores como se presenta en la expresión:

$$\epsilon_{vm} = f(s+p, \text{ otros factores}) \quad ec.(5.59)$$

donde:

$\epsilon_{vm}$ : deformación volumétrica microestructural

$s+p$ : tensión efectiva que se deduce de la siguiente forma:

$$s+p = u_a - u_w + p - u_a = p - u_w = p' \quad ec.(5.60)$$

De acuerdo con los estudios de interacción de partículas (Warkentin et al, 1957 y Low 1991) la expansión microestructural básica es una expresión exponencial relacionada con la tensión efectiva aplicada, de forma que las mayores deformaciones se producen a niveles bajos de tensión. (figura 5.13). Una ecuación que reproduce este comportamiento es la siguiente:

$$e_{vm} = \beta_m \exp(-\alpha_m(p+s)) \quad ec.(5.61)$$

En la figura 5.13 representa la ecuación (5.61).



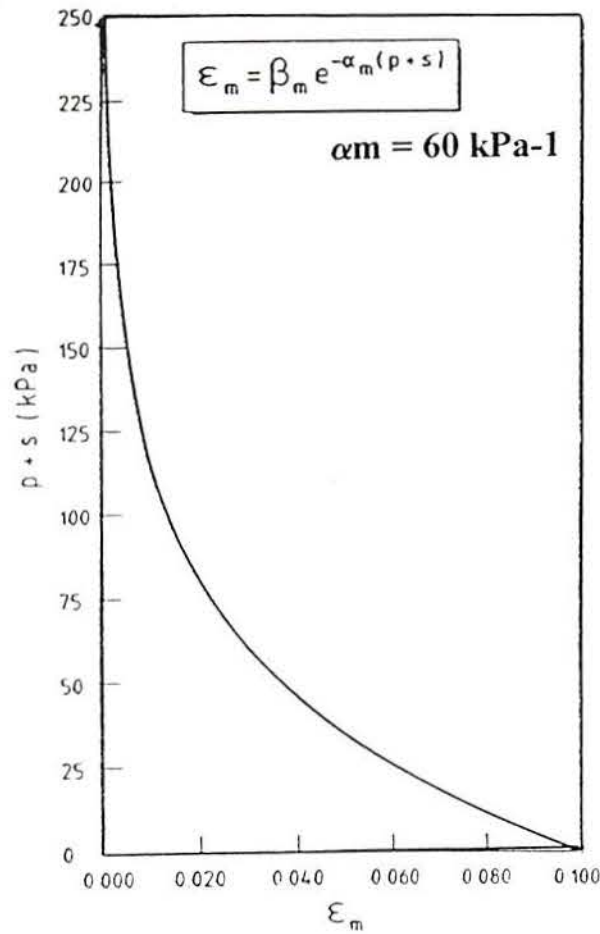


Figura 5.13 - La deformación microestructural.

El comportamiento del suelo no saturado expansivo está por tanto relacionada con la variación de la presión y de la succión. En la figura 5.14 presenta las deformaciones volumétricas microestructurales producidas por tres muestras (A, B y C) del mismo suelo con diferentes valores de succión inicial y con la misma tensión aplicada (Gens,1993). Esta trayectoria es la misma utilizada por Kassiff et al (1973) en sus ensayos. Se observa que cuanto mayor es la succión inicial mayor será la deformación volumétrica microestructural producida cuando se reduce la succión ( $s=0$ ) (figura 5.14a).

El mismo comportamiento se observa para diferentes tensiones aplicadas y diferentes valores de succión (figura 5.14b). En la figura 5.14c se comprueba que, para tres muestras con la misma succión inicial y diferentes presiones aplicadas (Pousada,1984), la deformación volumétrica microestructural es mayor cuanto menor sea tensión aplicada.

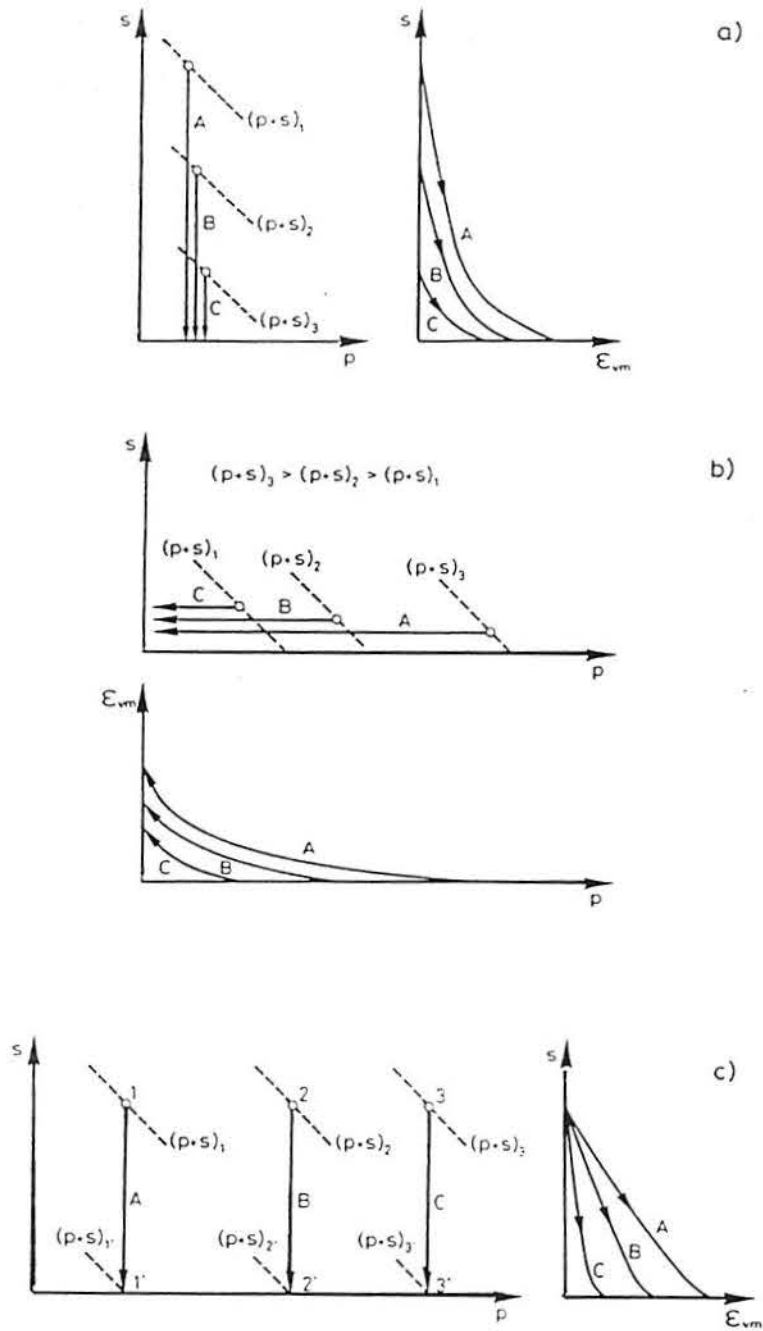


Figura 5.14 - Comportamiento a nivel microestructural según Gens y Alonso (1992): a) Dependencia de las deformaciones microestructurales de la variación de la succión. b) Dependencia de las deformaciones microestructurales de hinchamiento de la variación de la tensión aplicada. c) Influencia de la tensión aplicada sobre la expansión microestructural.

La segunda hipótesis del modelo se refiere a la interacción entre el nivel macroestructural y el microestructural. Se supone que el comportamiento microestructural es independiente de la macroestructura. Por otro lado, el comportamiento macroestructural es dependiente de la microestructura, como se observa en la figura 5.15. En esta figura se representa una estructura granular con partículas esféricas expansivas. Si los hinchamientos microestructurales son isótropos, o sea, todas las partículas esféricas aumentarían de volumen, la porosidad de la macroestructura permanecerá inalterada (figura 5.15a). Por otro lado, si los hinchamientos microestructurales son debidos a cambios de distancia interpartícula dentro de los agregados con partículas orientadas, los agregados aumentarían de volumen de acuerdo con su orientación preferencial y producirían en algunos casos, un aumento de huecos (figura 5.16b). Es posible afirmar, que los efectos de la deformación microestructural afectan en la macroestructura en diferentes formas (Alonso, 1993). Este tema será discutido más ampliamente en el apartado siguiente.

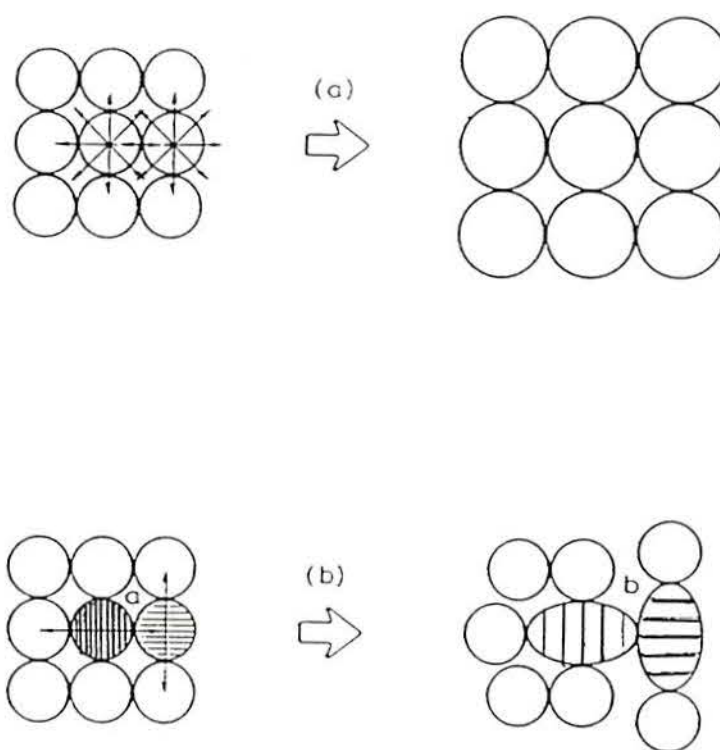


Figura 5.15 - Efectos de expansión de los agregados de partículas de arcilla según Alonso (1993): a) Expansión isotrópica de partículas. b) Expansión de agregados con orientación preferencial.

c) *Acoplamiento entre la deformación volumétrica microestructural y la deformación volumétrica macroestructural*

La otra hipótesis del modelo afecta al acoplamiento entre las deformaciones volumétricas microestructurales ( $\epsilon_{vm}^e$ ) y las deformaciones volumétricas macroestructurales ( $\epsilon_{vM}^p$ ).

Chu y Mou (1973) y Pousada (1984) indican que una parte de las deformaciones producidas por reducción de la succión (humedecimiento) no se recuperan cuando se aplica un nuevo episodio de aumento de la succión (desaturación) o varios ciclos. Este comportamiento se ha reflejado en el modelo en una interacción entre la línea neutra y la curva de fluencia  $LC$  tal como se esquematiza en la figura 5.16.

La figura 5.16a se muestra que si ocurre una reducción de la succión (trayectoria de humedecimiento  $A \rightarrow B$ ), surgirán las deformaciones volumétricas de hinchamiento que a su vez, afectarán a la estructura del suelo de forma que la curva  $LC_A$  inicial se moverá para hacia interior (hacia  $LC_B$ ) como respuesta al aumento de índice de poros macroestructural. Lógicamente esta deformación irrecuperable será tanto menor cuanto mayor sea la tensión aplicada. De esta forma la recta  $NL$  ( $SD$ ) tiene también el sentido de superficie de fluencia.

En la figura 5.16b muestra la relación entre la tensión aplicada ( $p$ ) y la deformación plástica de hinchamiento  $\epsilon_{vM}^p$  (expresada en relación con la deformación microestructural,  $\epsilon_{vm}^e$ ). Cuando  $p=p_o$ , la deformación plástica es cero ya que corresponde a una macroestructura abierta susceptible de colapso. La relación escogida para definir el acoplamiento entre las deformaciones volumétricas es la siguiente:

$$\frac{d\epsilon_{vM}^p}{d\epsilon_{vm}^e} = t \left( 1 - \frac{p}{p_o} \right)^n \quad ec.(5.62)$$

donde:

$t, n$ : son parámetros del suelo. Cuanto mayor es " $t$ ", mayor es la relación entre las deformaciones macroestructural y microestructural.

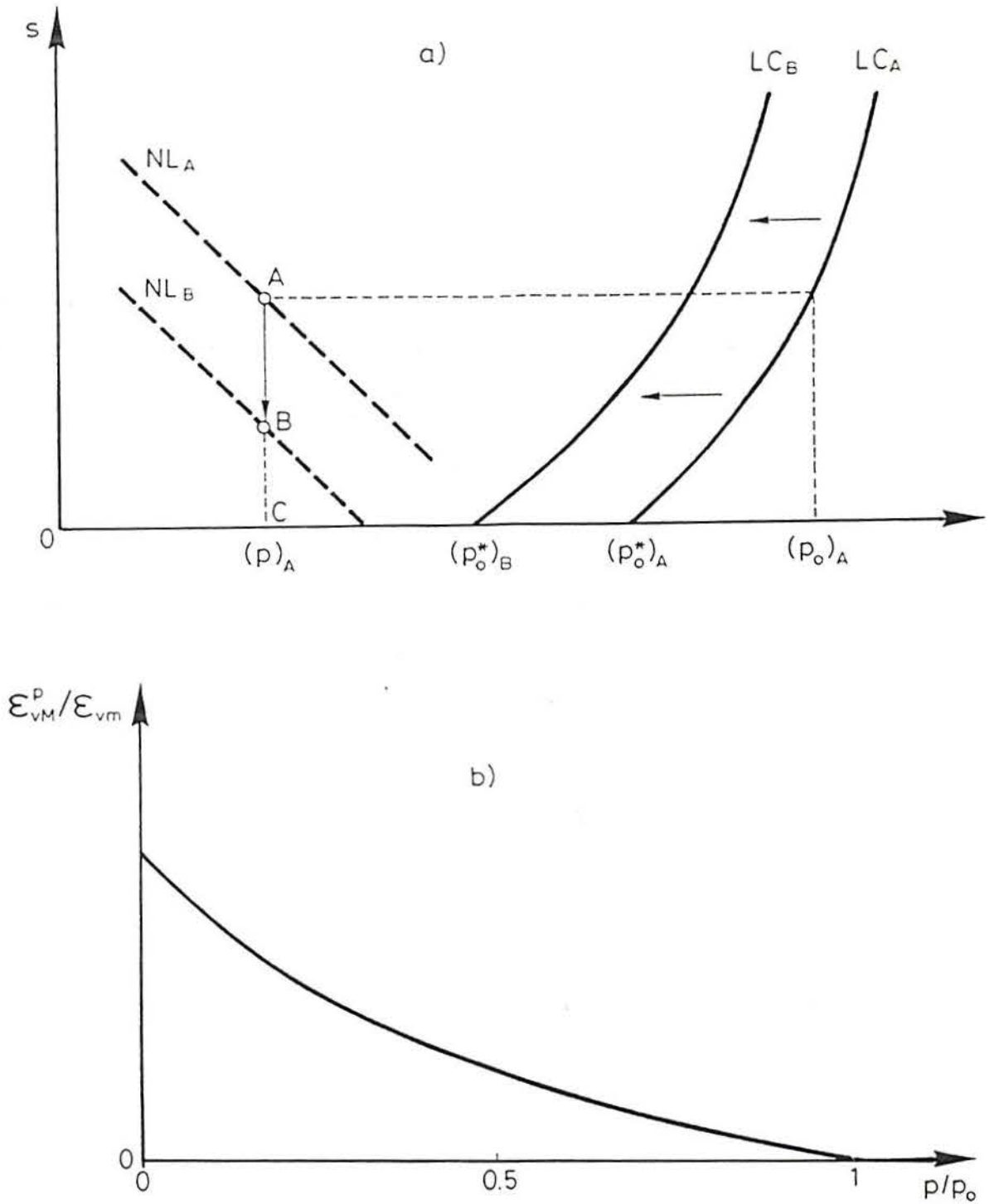


Figura 5.16 - a) Acoplamiento entre las deformaciones microestructural y macroestructural. b) Dependencia de la relación entre la deformación volumétrica macroestructural con el valor de  $p/p_0$ .

En la figura 5.17 se consideran dos muestras *A* y *B* con la misma succión y trayectorias de tensiones con diferentes curvas  $LC_i$  inicial. De acuerdo con el modelo, el hinchamiento microestructural debe ser el mismo para ambas muestras. Sin embargo, la deformación macroestructural producida por la expansión de la microestructura, resultará mayor para la muestra *B*. Esto ocurre porque la muestra *B* tiene una presión de preconsolidación mayor que la muestra *A*. Por otro lado, cuando se comparan los ensayos de las muestras *A* y *A'*, el modelo prevé que el hinchamiento debido la saturación, será mayor en el caso de la muestra *A*. Este hecho surge, porque la muestra *A* está sometida a una menor tensión efectiva de la microestructura. Las deformaciones microestructurales inducidas por hinchamiento serán mayores también en la muestra *A*. Las mismas consideraciones se utilizan para los puntos *B* y *B'*.



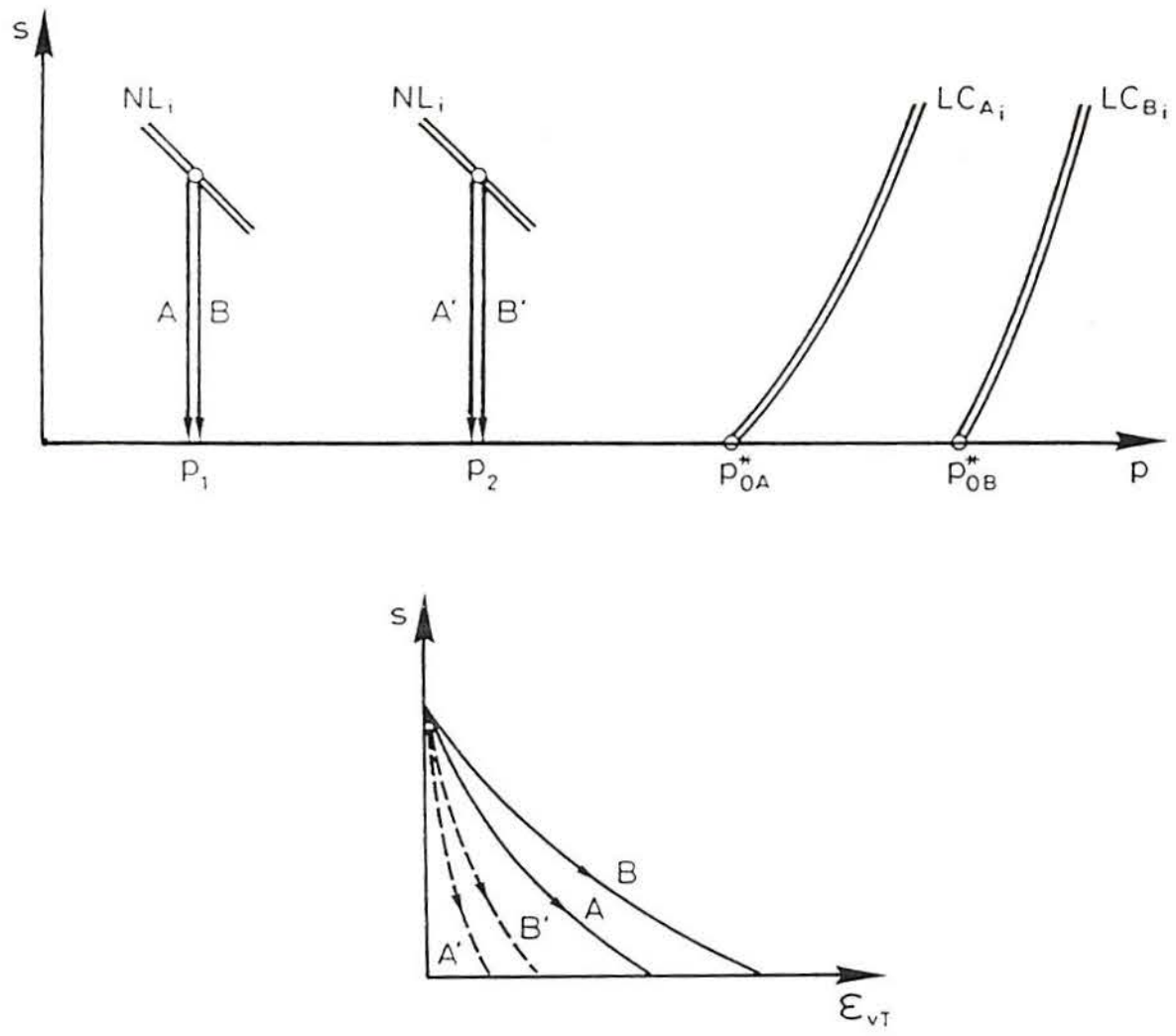


Figura 5.17 - Efecto de la posición relativa de la superficie de fluencia LC sobre la magnitud de hinchamiento según Gens y Alonso (1992).

En la figura 5.18(a) se indica cualitativamente la respuesta del suelo frente a trayectorias de humedecimiento. La succión es reducida de su valor inicial a carga constante  $p$ . Las trayectorias dibujadas atraviesan la  $NL$  localizada inicialmente en la posición  $NL_i$ . Las tres trayectorias indicadas desplazan la superficie de fluencia hasta  $NL_f$ . En la figura 5.18(b) se observa, de forma cualitativa, las deformaciones totales y microestructurales para las tres trayectorias de tensiones.

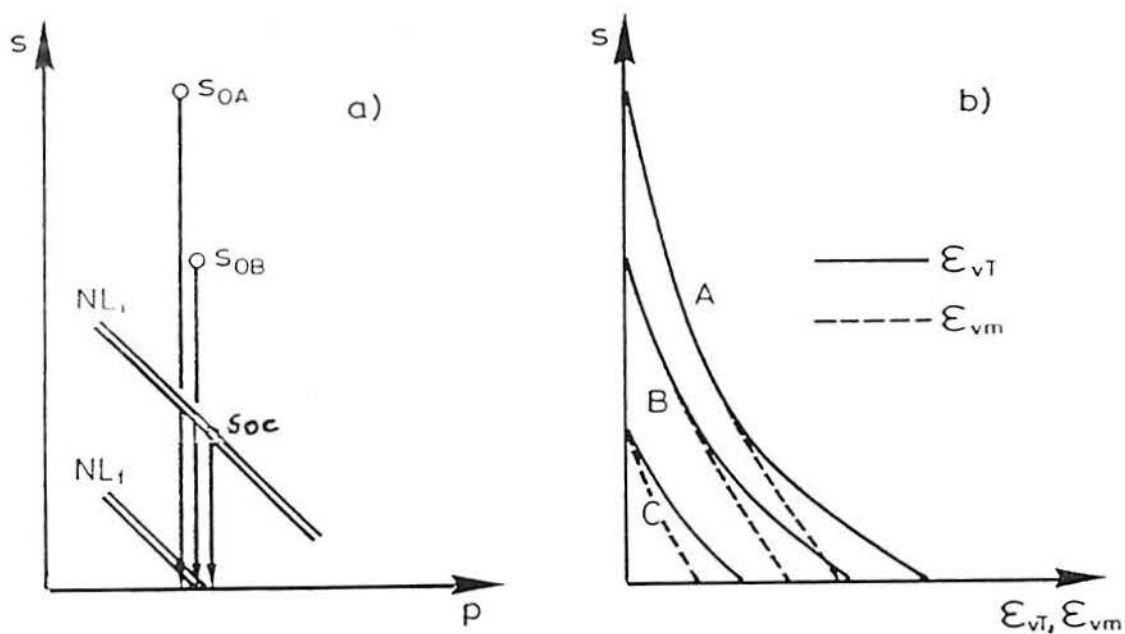


Figura 5.18 - Trayectoria de humedecimiento para diferentes valores de succión inicial para una tensión de confinamiento constante según Gens y Alonso (1992): a) Trayectoria de tensiones en el plano  $((p,s)$ . b) Deformaciones volumétricas totales y deformaciones microestructurales.

Como último ejemplo, las trayectorias de tensiones seguidas para diferentes contenidos de humedad inicial ( $\omega_{o1}$ ,  $\omega_{o2}$ ) y para tensiones diferentes ( $p_1$ ,  $p_2$ ,  $p_3$ ) están indicadas en la figura 5.19(a). Las deformaciones volumétricas microestructurales y macroestructurales previstas por el modelo están dibujadas en la figura 5.19(b). Se observa que cuando la trayectoria tensional no traspasa a la superficie de fluencia ( $NL$  o  $SD$ ), la deformación volumétrica macroestructural ( $\epsilon_{vM}^p$ ) es nula (punto 3).

Se puede afirmar en resumen que en el modelo:

- a) La deformación volumétrica microestructural ( $\epsilon_{vm}$ ) varía inversamente con la intensidad de la tensión efectiva aplicada ( $s+p$ ) (figura 5.19(b)).*
- b) La deformación volumétrica macroestructural de hinchamiento ( $\epsilon_{vM}^p$ ) es controlada por la posición de la  $NL_i$  (o  $SD_i$ ) en trayectorias de hinchamiento y también por la superficie en trayectorias de secado ( $SI$ ). La distancia de la tensión aplicada  $p$  a la presión de preconsolidación correspondiente a la misma succión proporciona la magnitud de la deformación.*

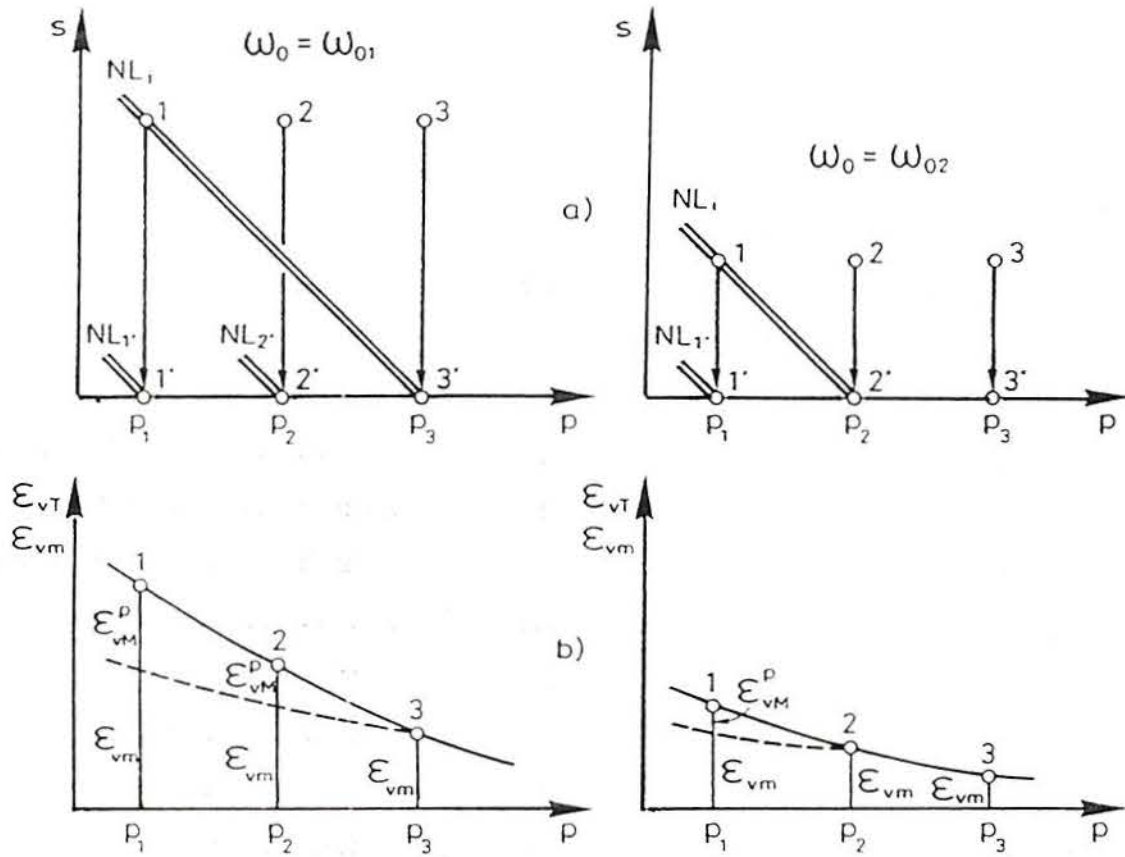


Figura 5.19 - Humedecimiento para diferentes valores de succión inicial bajo diferentes tensiones de confinamiento (Gens y Alonso, 1992): a) Trayectoria de tensiones en el plano  $(p,s)$ . b) Deformación volumétrica total y microestructural.

### 5.5.2. - Planteamiento Matemático del Modelo Elastoplástico para Suelos no Saturados Expansivos

El modelo elastoplástico que se presenta aquí combina la formulación del modelo descrito en Alonso et al (1987, 1990) con conceptos nuevos necesarios para conseguir un comportamiento más próximo a la observaciones sobre suelos expansivos. Las modificaciones que se inducen se refieren a los conceptos de microestructura y en comportamiento frente a cambios de tensión y succión, de acuerdo con lo expuesto anteriormente. Por su parte la macroestructura será definida mediante el modelo elastoplástico descrito en las referencias anteriores.

#### 5.5.2.1. Condiciones isotrópicas (plano $p, s$ )

La Línea Neutra ( $NL$  o  $SD$ ) está asociada a los cambios volumétricos de la microestructura. De hecho cada posición de la línea neutra corresponde a un valor de la tensión efectiva sobre los agregados de partículas de arcilla. Se propone que a partir de determinados valores de estas tensiones efectivas, tanto en reducción (hinchamiento) como incremento (retracción) se producen deformaciones irreversibles de la macroestructura del suelo. Es decir, se pueden definir dos líneas neutras irreversibles de secado y humedecimiento. Estas dos líneas ( $SI_i$  para el inicio de la retracción irreversible y  $SD_i$  para el inicio del hinchamiento irreversible) se han dibujado en la figura 5.20. Tanto  $SI_i$  y  $SD_i$  son por consiguiente, superficies de fluencia en sentido de que en cualquier trayectoria tensional que las alcance y tienda a sobrepasar, se producirán deformaciones irreversibles.

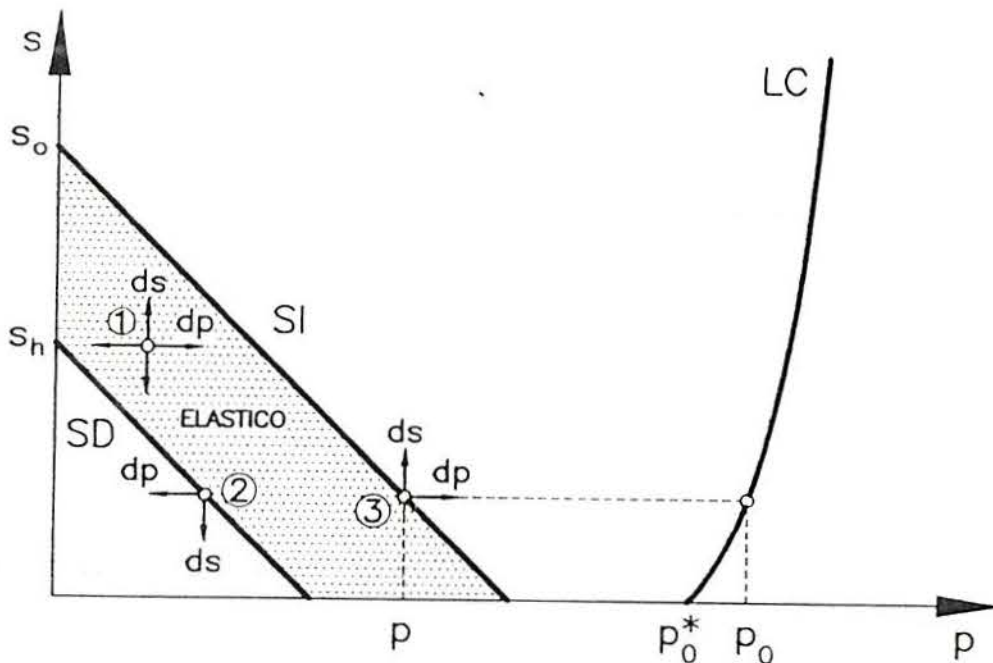


Figura 5.20 - Representación de las superficies de fluencia en el plano  $(p,s)$ .

5.5.2.1.1. Deformaciones elásticas

Dentro del dominio elástico indicado en la figura 5.20, los cambios en  $s$  y  $p$  (punto 1 en figura 5.20) inducen las siguientes deformaciones elásticas:

a) *Deformación elástica de la macroestructura por cambios en p* (efecto que se puede denominar "mecánico"):

$$de_{vMp}^e = - \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad ec.(5.63)$$

b) *Deformación elástica de la macroestructura por cambios en s* (corresponde a fenómenos, también mecánicos, sobre la macroestructura inducidos por cambios en la intensidad de los esfuerzos capilares:

$$de_{vMs}^e = - \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{s+p_{atm}} \quad ec.(5.64)$$

c) *Deformaciones elásticas de la microestructura asociadas a cambios en (p+s)* (compresión o expansión de agregados):

$$de_{vm}^e = \beta_m e^{\alpha_m (p+s)} d(p+s) \quad ec.(5.65)$$

#### 5.5.2.1.2 Deformaciones plásticas de hinchamiento y retracción

Se propone cuando la trayectoria de tensiones alcance las superficies *SD* y *SI* se inducen deformaciones plásticas proporcionales a las deformaciones de hinchamiento y contracción de los agregados. Es decir, en punto como el 2 o 3 un cambio en *dp* o *ds* como los indicados provoca las deformaciones irrecuperables siguientes:

Superficie  $SD$ :

$$de_{vMD}^p = de_{vm}^e f_D (p, p_o) \quad ec.(5.66)$$

Superficie  $SI$ :

$$de_{vMI}^p = de_{vm}^e f_I (p, p_o) \quad ec.(5.67)$$

donde:  $f_D$  y  $f_I$  son funciones de la tensión media neta sobre el suelo,  $p$ , y de la tensión media de preconsolidación o fluencia,  $p_o$ , correspondiente a la misma succión (figura 5.20).

De acuerdo con lo expuesto, parece lógica que las funciones  $f_D$  y  $f_I$  crezcan a medida que la diferencia entre  $p$  y  $p_o$  sea mayor. Por otro lado parece conveniente unificar al tratamiento dado a ambas funciones. Las siguientes ecuaciones cumplen los requisitos anteriores:

$$f_D (p, p_o) = t_D \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_D} \quad ec.(5.68)$$

$$f_I (p, p_o) = t_I \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_I} \quad ec.(5.69)$$

donde  $t_D$ ,  $t_I$  y  $n_D$ ,  $n_I$  son parámetros a determinar experimentalmente.



### 5.5.2.1.3. Leyes de rigidización

Las funciones de fluencia  $f_D$  y  $f_I$  se pueden escribir

$$f_D = p + s - s_o = 0 \quad \text{ec.(5.70)}$$

$$f_I = p + s - s_h = 0 \quad \text{ec.(5.71)}$$

donde  $s_o$  y  $s_h$  son parámetros de referencia que controlan la posición de las rectas correspondiente. En la figura 5.20 tiene el sentido de la succión de fluencia en secado o humedecimiento, a tensión media nula. Estos parámetros se eligen como parámetros de rigidización, dependientes de la deformación plástica acumulada. En trayectorias de hinchamiento, la deformación plástica se puede escribir a partir de las ecuaciones 5.65 y 5.68 de la siguiente forma:

$$de_{vMD}^p = \beta_m e^{-\alpha_m s_h} ds_h t_D \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_D} \quad \text{ec.(5.72)}$$

donde se ha hecho uso de la ecuación 5.70.

Es decir, el cambio en el parámetro de rigidización debido a la ocurrencia de deformaciones plásticas está dada por:

$$ds_h = \frac{de_{vMD}^p}{\beta_m e^{-\alpha_m s_h} t_D \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_D}} \quad \text{ec.(5.73)}$$

De forma similar, para el caso de trayectorias plásticas de secado:

$$ds_o = \frac{de_{vMI}^p}{\beta_m e^{-\alpha_m s_o} t_I \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_I}} \quad ec.(5.74)$$

Aunque no existen datos experimentales concluyentes, parece razonable que la posición de ambas superficies (*SD* y *SI*) esté relacionado. En efecto, una retracción por seca del suelo probablemente modificará (incrementandola) la succión a la que se inicien deformaciones plásticas en una trayectoria de humedecimiento posterior. Por otra parte, un hinchamiento irre recuperable inicial es probable que reduzca el valor de la succión a partir de la cual se generan retracciones irre recuperables por desecación.

La formas más sencilla de imponer este acoplamiento es aceptar que la deformación volumétrica plástica que contribuye a la rigidización de las superficies *SD* y *SI* es:

$$de_{vM}^p = de_{vMD}^p + de_{vMI}^p \quad ec.(5.75)$$

De forma que las leyes de rigidización se escriban:

$$ds_h = \frac{de_{vM}^p}{\beta_m e^{-\alpha_m s_h} t_D \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_D}} \quad ec.(5.76)$$

$$ds_o = \frac{de_{vM}^p}{\beta_m e^{-\alpha_m s_o} t_I \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_I}} \quad ec.(5.77)$$

Nada impide, sin embargo, que las leyes de rigidización anteriores se modifiquen, si se consigue la necesaria información experimental. Por ejemplo se pueden incluir pesos diferentes a las deformaciones plásticas de secado e hinchamiento, modificando convenientemente la ecuación 5.75.

Se consideran también razonable que la superficie de fluencia  $LC$  cuya la ley de rigidización viene dada en la versión original del modelo (Alonso et al, 1990), por

$$\frac{dp_o^*}{p_o^*} = \frac{de_v^p}{\lambda(o) - \kappa} \quad ec.(5.78)$$

quede también afectada por los cambios volumétricos en secado y humedecimiento.

$$\frac{dp_o^*}{p_o^*} = \frac{de_v^p + de_{vM}^p}{\lambda(o) - \kappa} \quad ec.(5.79)$$

Con estas leyes de rigidización, la interacción entre las curvas de fluencia definidas se ha esquematizada en las figuras 5.21 y 5.22.

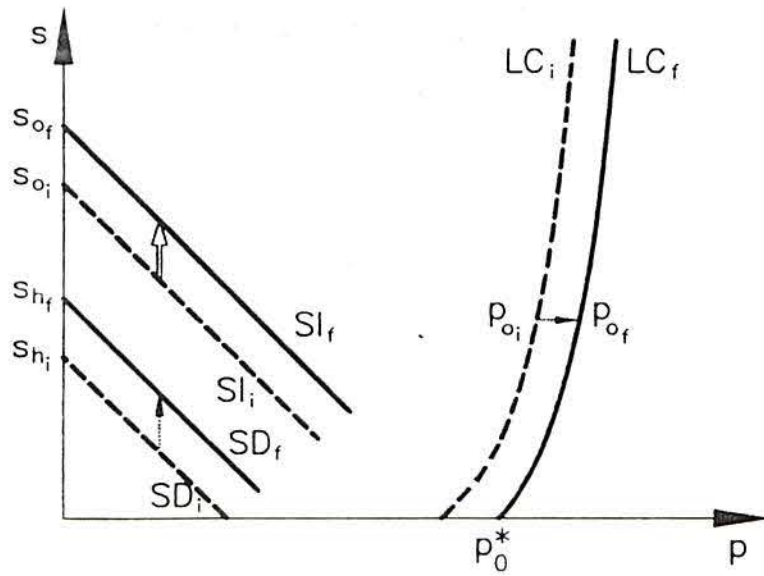


Figura 5.21 - La retracción irreversible por secado incrementa la tensión neta media de fluencia ( $p_o$ ) y la succión de referencia para posteriores hinchamientos.

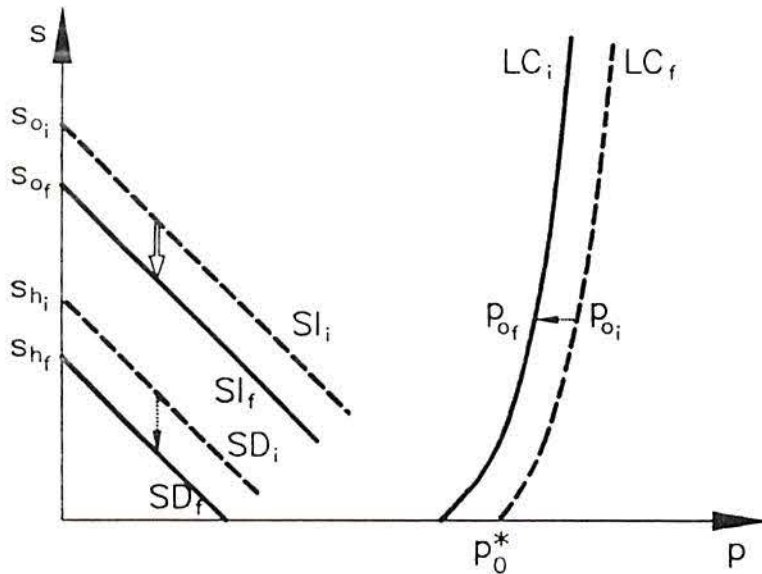


Figura 5.22 - El hinchamiento irreversible (mojado) disminuye la tensión neta media de fluencia ( $p_o$ ) y la succión de referencia para posteriores retracciones.

Las leyes de rigidización anteriores no plantean incompatibilidades cuando se alcanzan los puntos de intersección de las superficies de fluencia. En la figura 5.23 se ha indicado algunas posibilidades frente a incrementos de tensión  $(ds, 0)$  o  $(dp, 0)$ . La ley de variación de las deformaciones plásticas con  $p$  (ec. 5.68 y ec. 5.69) que prevé una deformación plástica  $d\varepsilon_{vM}^p=0$  cuando  $p=p_0$  evita situaciones incompatibilidad en el caso indicado en la figura 5.23 c). La compatibilidad se mantendría también si la deformación plástica  $\varepsilon_M^p$  se hiciera negativa (colapso).

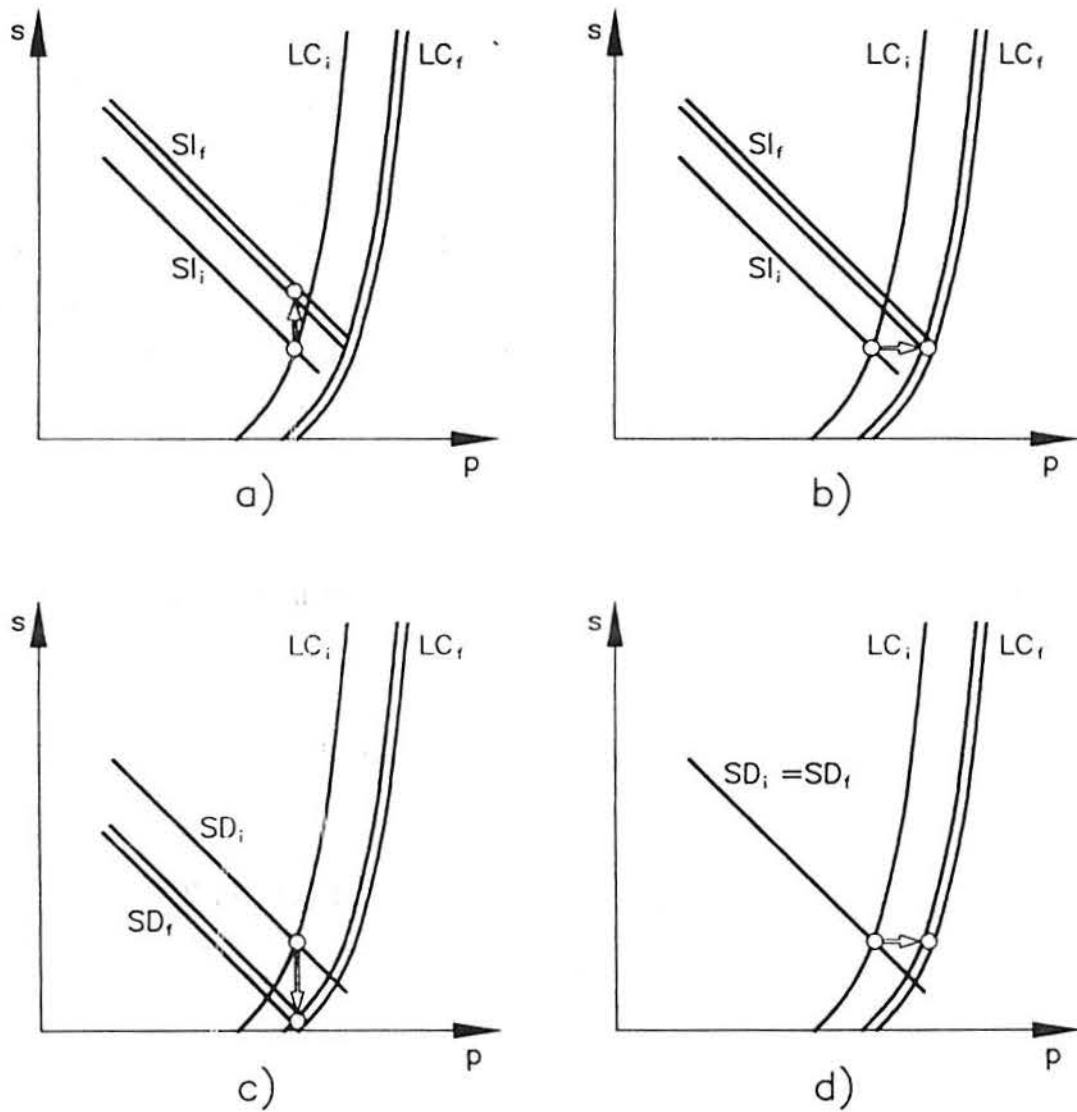


Figura 5.23 - a) y b) Rigidización a partir de estados de tensiones comunes de las superficies  $SI$  y  $LC$ . c) y d) Rigidización a partir de estados de tensiones comunes de las superficies  $SD$  y  $LC$ .

## 5.5.2.2. Condiciones de tensión triaxial (plano p, q, s)

Un tercer parámetro tensional  $q=(\sigma_1-\sigma_3)$  se ha de introducir para estudiar el efecto de las tensiones de corte. Además de las deformaciones volumétricas ( $\epsilon_v=\epsilon_1+2\epsilon_3$ ) aparece una deformación de corte  $\epsilon_s=2/3 (\epsilon_1-\epsilon_3)$ . Una condición de contorno del modelo es que sea compatible con el comportamiento del suelo en estado saturado. Los modelos de estado crítico y en particular el modelo de *Cam-Clay Modificado* puede ser utilizado como modelo de referencia en este caso. Una forma sencilla de conseguir el cumplimiento de la condición límite para suelos saturados es suponer que en planos  $s \neq 0$ , la superficie de fluencia está limitada por elipses cuyo eje mayor se extiende hasta la curva LC. En el lado opuesto, es razonable suponer que el suelo no saturado manifiesta una cohesión, función de la succión aplicada. Si el incremento de cohesión varia linealmente con la succión, las elipses arrancan en un valor de p, tal que:

$$p = -p_s = -k_s \quad \text{ec.(5.80)}$$

donde  $k$  es una constante. El eje mayor de la elipse se extiende desde  $-p_s(s)$  a  $p_o(s)$  y su ecuación es:

$$q^2 - M_2 (p + p_s) (p_o - p) = 0 \quad \text{ec.(5.81)}$$

donde  $M$  es la pendiente de la recta de estados críticos (figura 5.24).

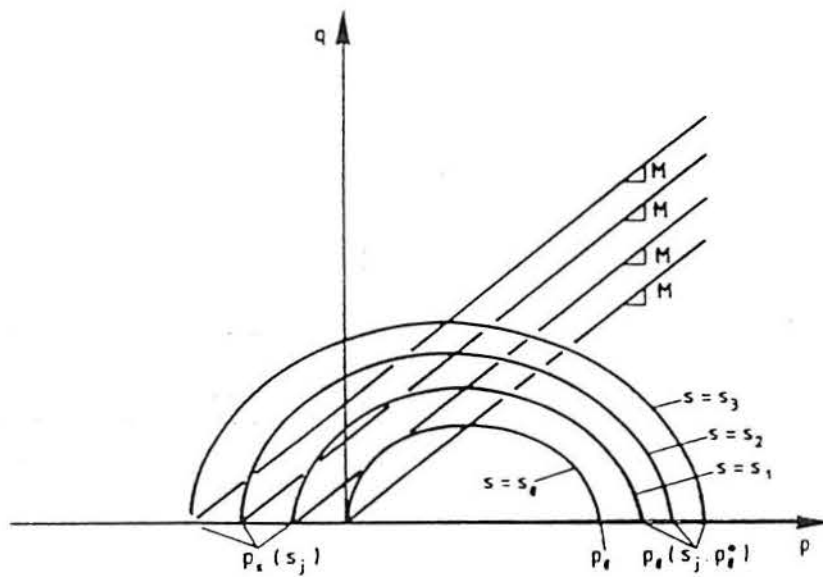


Figura 5.24 - Superficies de fluencia y rectas de estado crítico en el plano  $p$  y  $q$ .

Se propone asimismo que las rectas de fluencia  $SI$  y  $SD$  se extiendan en la región  $q > 0$  mediante planos para los planos al eje  $q$  de forma que las ecuaciones 5.70 y 5.71 se mantienen en el espacio  $(p, q, s)$ . De esta forma se configuran la superficie de fluencia representada en la figura 5.25. En la figura 5.26 se indica una vista tridimensional de las superficies de fluencia en el triaxial  $(p, q, s)$ .



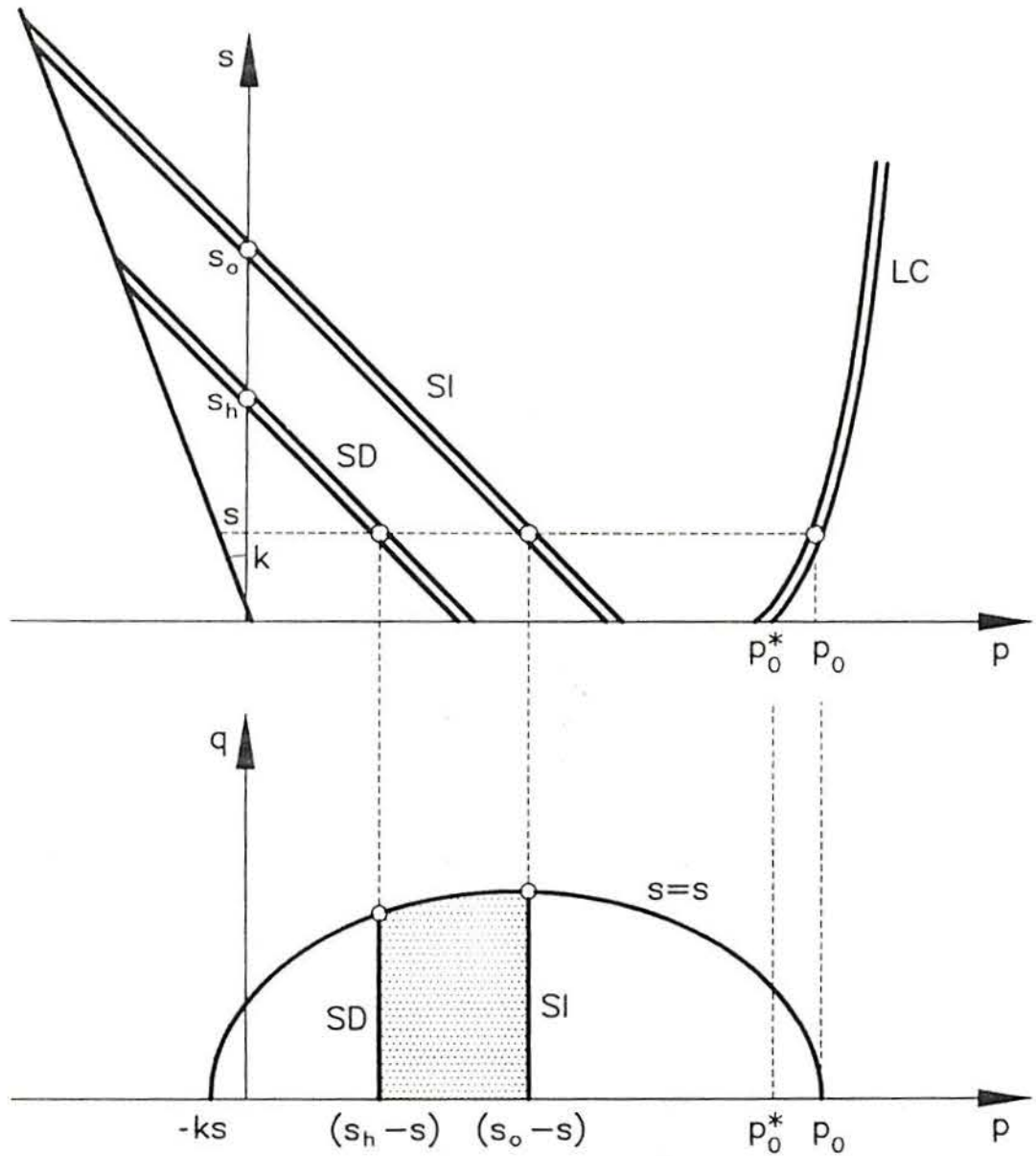


Figura 5.25 - Superficies de fluencia en el plano  $(p, q, s)$ . a) Sección por un plano  $s=0$  (plano  $(p, s)$ ) b) Sección por un plano  $s = \text{constante}$  (plano  $(p, q)$ ).

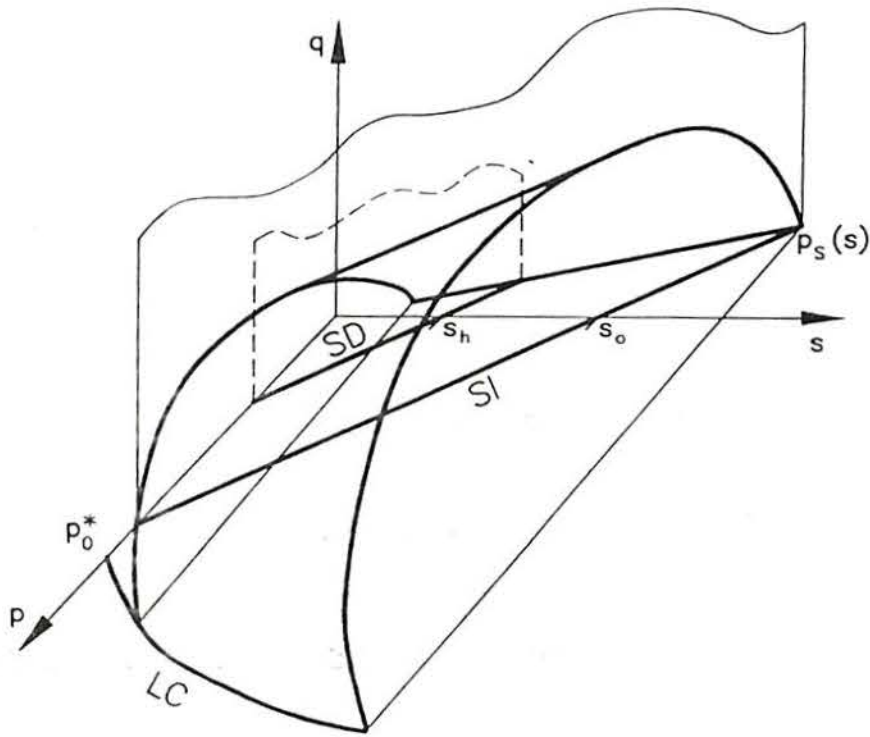


Figura 5.26 - Vista tridimensional de las superficies de fluencia en el espacio  $(p, q, s)$ .

Si la ley de fluencia se supone asociada en los planos  $s=\text{constante}$  es posible derivar, de manera relativamente simple la expresión de los incrementos de deformación plástica. En efecto, en la superficie límite exterior de fluencia definida por las elipses (ec.5.80) el vector de deformaciones plásticas es:

$$(d\epsilon_{vp}^p, d\epsilon_{sp}^p, 0) \quad ec.(5.82)$$

donde, de acuerdo con la teoría de la plasticidad rigidizable:

$$d\epsilon_{vp}^p = \mu_1 \quad ec.(5.83)$$

$$d\epsilon_{sp}^p = \mu_1 \frac{\left(\frac{\partial f_1}{\partial q}\right)}{\left(\frac{\partial f_1}{\partial p}\right)} \quad Ec.(5.84)$$

donde  $\mu_1$  es el parámetro de rigidización y la función  $f_1$  viene dada por:

$$f_1(p, q, s, p_o^*) = q^2 - M^2 (p + p_s) (p_o - p) = 0 \quad ec.(5.85)$$

La dirección del vector incremental de deformación plástica, a partir de las ecuaciones 5.83, 5.84 y 5.85 es:

$$\frac{d\epsilon_{sp}^p}{d\epsilon_{vp}^p} = \frac{2q}{M^2 (2p + p_s - p_o)} \quad ec.(5.86)$$

Según Gens y Potts (1982) una limitación de los modelos clásicos de estado crítico es que sobreestiman el valor de  $K_o$ . Para evitar es conveniente adoptar una ley de rigidización no asociada de la forma:

$$\frac{d\epsilon_{sp}^p}{d\epsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2 (2p + p_s - p_o)} \quad ec.(5.87)$$

donde  $\alpha$  es un parámetro multiplicativo que puede encontrarse obligado a que la nueva ley de fluencia prediga una deformación lateral nula en trayectorias  $K_0$  (Ohmaki,1992). Se puede demostrar (Alonso, 1993) que  $\alpha$  tiene para el modelo descrito la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{M (M-9) (M-3)}{9 (6-M)} \frac{1}{\left[1 - \frac{\kappa}{\lambda(s)}\right]} \quad ec.(5.88)$$

donde se ha supuesto que el parámetro  $K_0$  viene dado por la expresión propuesta por Jaky:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\varphi' = \frac{6-2M}{6+M} \quad ec.(5.89)$$

El parámetro  $\mu_1$  en las ecuaciones 5.83 y 5.84 se puede encontrar mediante la clásica condición de consistencia ( $df_1 = 0$ ), que aplicada a ecuación 5.85 conduce a:

$$\mu_1 = \frac{\frac{\partial f_1}{\partial p} dp + \frac{\partial f_1}{\partial s} ds + \frac{\partial f_1}{\partial q} dq}{\frac{\partial f_1}{\partial p_o^*} \frac{\partial p_o^*}{de_v^p}} \quad ec.(5.90)$$

donde las derivadas que aparecen en la ecuación 5.90 se pueden encontrar a partir de las ecuaciones anteriormente presentadas. Las leyes de rigidización asociadas a los planos  $SI$  y  $SD$  fueron ya derivadas (ec. 5.76 y 5.77) y no experimentan ahora variación.

### 5.5.3. Humedad y Grado de Saturación

Las curvas características (humedad, succión) o las superficies de estado permiten predecir la humedad o el grado de saturación del suelo en determinadas trayectorias de tensiones.

Lloret y Alonso (1985) propusieron varias expresiones para las superficies de estado que relacionan el estado tensional, la succión y el grado de saturación (apartado 2.2.5.4).

En el modelo propuesto en esta tesis se ha utilizado la siguiente ley de variación del grado de saturación con la succión y el estado tensional aplicado:

$$S_r = a - \{ \tanh [b (u_a - u_w)] [c + b (\sigma - u_a) ] \} \quad \text{ec.}(5.91)$$

donde a, b, c son parámetros constantes.

El grado de saturación ( $S_r$ ) depende principalmente de la succión. La influencia del estado tensional es menor y la ecuación (5.91) puede ser expresada de la forma siguiente:

$$S_r = a - c \{ \tanh [ b (u_a - u_w) ] \} \quad \text{ec.}(5.92)$$

Esta expresión se ajusta bien a los resultados experimentales obtenidos con suelos con grados de saturación por encima del 40%, según Lloret y Alonso (1985).

#### 5.5.4 - Módulo de Corte $G$

Las deformaciones elásticas de corte son consideradas nulas en los modelos de estado crítico originales. Para acercarse más al comportamiento real del suelo, las deformaciones elásticas de corte  $\epsilon_s^e$  se han determinado con un módulo  $G$  que de acuerdo con el intervalo de presiones empleado se ha considerado constante o variable. El modelo desarrollado en esta tesis se ha empleado un módulo de corte  $G$  constante con la tensión esférica aplicada.

## 5.6 - PLANTEAMIENTO GENERAL DEL MODELO

En este apartado se presenta el planteamiento del modelo elastoplástico y se definen las expresiones matemáticas de manera completa.

### 5.6.1.- Superficies de fluencia

\* Incrementos de la tensión esférica

$$f_1 (p, s, q, p_o^*) = q^2 - M^2 (p+p_s) (p_o-p) = 0 \quad ec.(5.93)$$

$$p = -p_s = -k_s \quad ec.(5.94)$$

$$p_o = p^c \left[ \frac{\lambda(o) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \ln \frac{p_o^*}{p^c} \right] = p^c \frac{p_o^* \frac{\lambda(o) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}}{p^c} \quad ec.(5.95)$$

$$\lambda(s) = \lambda(o) (1-r) \exp(-\beta.s) + r \quad ec.(5.96)$$

\* Incremento de la succión

$$f_2 (s, p) = p + s - s_o = 0 \quad ec.(5.97)$$

\* Reducción de la succión

$$f_3 (s, p) = p + s - s_h = 0 \quad ec.(5.98)$$

5.6.2.- Leyes de fluencia

\* Para  $f_1$ :

$$d\epsilon_{vp}^p = d\mu_1 g_p \quad ec.(5.99)$$

$$d\epsilon_{sp}^p = d\mu_1 g_q \quad ec.(5.100)$$

donde:

$$g_p = 1 \quad ec.(5.101)$$

$$\frac{\frac{d\partial f_1}{d\partial q}}{\frac{\partial f_1}{\partial p}} = g_q = \frac{2q}{M^2 (2p + p_s - p_o)} \quad ec.(5.102)$$

\* Para  $f_2$ :

$$d\epsilon_{vp}^p = d\mu_2 \Gamma_p \quad ec.(5.103)$$

$$d\epsilon_{sp}^p = d\mu_2 \Gamma_q \quad ec.(5.104)$$

con

$$\Gamma_p = 1 \quad ec.(5.105)$$

$$\Gamma_q = 0 \quad ec.(5.106)$$



\* Para  $f_3$ :

$$de_{vp}^p = d\mu_3 Y_p \quad ec.(5.107)$$

$$de_{sp}^p = d\mu_3 Y_q \quad ec.(5.108)$$

con

$$Y_p = 1 \quad ec.(5.109)$$

$$Y_q = 0 \quad ec.(5.110)$$

5.6.3.- Leyes de rigidización

\* Para  $f_1$ :

$$\frac{dp_o^*}{p_o^*} = \frac{de_v^p}{\lambda(o) - \kappa} \quad ec.(5.111)$$

\* Para  $f_2$ :

$$ds_o = \frac{de_v^p}{\beta_m e^{-\alpha_m s_o} t_I \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_I}} \quad ec.(5.112)$$

\* Para  $f_3$ :

$$ds_h = \frac{de_v^p}{\beta_m e^{-\alpha_m s_h} t_D \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_D}} \quad ec.(5.113)$$

5.6.4.- Deformaciones recuperables

$$de_v^e = de_{vMp}^e + de_{vMs}^e + de_{vM}^e \quad ec.(5.114)$$

donde:

$$de_{vMp}^e = -\frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad ec.(5.115)$$

$$de_{vMs}^e = -\frac{\kappa_s}{v} \frac{dp}{p} \quad ec.(5.116)$$

$$de_{vm}^e = \beta m e^{-\alpha m (p+s)} d(p+s) \quad ec.(5.117)$$

y

$$de_s^e = \frac{dq}{3G} \quad ec.(5.118)$$

#### 5.6.5.- Deformaciones irre recuperables

$$de_v^p = de_{vp}^p + de_{vM}^p \quad ec.(5.119)$$

donde:

$$de_{vp}^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{v} \frac{dp_o^*}{p_o^*} \quad ec.(5.120)$$

$$de_{vM}^p = de_{vMD}^p \text{ o } de_{vMI}^p \quad ec.(5.121)$$

y

$$de_s^p = de_{sp}^p \quad ec.(5.122)$$

### 5.7.- CONDICIONES INICIALES Y PARAMETROS DEL MODELO

El estado inicial del suelo en el modelo se quedará definido a partir de las informaciones de las siguientes variables:

- Estado tensional inicial:  $p_i, s_i, q_i$
- Estado deformacional inicial:  $v_i$ , o  $\epsilon_{vi}, \epsilon_{si}$
- Parámetros iniciales de rigidización:  $p_o^*, s_o, s_h$ . (Definen la posición inicial de las superficies de fluencia y dependen por tanto de la historia previa de carga del suelo).

En la reproducción de los resultados de ensayo con succión controlado, descrito en el capítulo siguiente, estos parámetros se han obtenidos de las referencias bibliográficas o en ensayos de laboratorio.

- \* **Parámetros asociados con la superficie de fluencia (LC):**

$\lambda(o)$ : es la pendiente de la curva noval para suelo saturado. Se puede obtener a través de ensayo edométrico considerando  $K_o$  constante de la siguiente forma:

$$\lambda = \frac{\ln \frac{v_i}{v_{i+1}}}{\ln \frac{\sigma_i}{\sigma_{i+1}}} \quad (5.154)$$

- \*  $p^c$ : es un factor de escala que tiene las dimensiones de una presión. Geralmente es un valor pequeño.
- \*  $\beta$ : controla la velocidad de incremento de rigidez con la succión en la rama noval;
- \*  $r$ : define el mínimo valor de coeficiente de compresibilidad para altos valores de succión en la rama noval
- \*  $p_o^*$ : representa la presión de preconsolidación en estado saturado. Woodsum (1951) citado por Lin y Lovell (1980), analizó los ensayos de consolidación sobre muestras compactadas estáticamente y comprobó que la presión de sobreconsolidación inducida por la compactación crecía la aumentar el nivel de la energía de compactación. Es decir, cuando más elevado es el nivel de la energía de compactación aplicada al suelo, mas sobreconsolidado se encuentra. Por esta razón los valores de  $p_o^*$  están relacionados con la densidad seca alcanzada con la compactación estática.

Una vez establecido los valores de  $\lambda(o)$  y  $\kappa$ , los parámetros  $r$ ,  $\beta$  y  $p^c$  son particularmente relevantes para ajustar la predicción del modelo.

- \* **Parámetros asociados con la superficie de fluencia  $SD$ :**
- \*  $\beta_m$ ,  $\alpha_m$ : Se obtienen al reproducir las deformaciones reversibles en trayectorias cíclicas de secado y humedecimiento. En la práctica estas deformaciones incluyen también las deformaciones macroestructurales elásticas macroestructurales. Una idea del valor de  $\alpha_m$  y  $\beta_m$  le pueden proporcionar las teorías de interacción entre partículas de arcilla, tipo de capa doble y otras.
- \*  $t_D$ ,  $n_D$ : Se obtiene a partir de trayectorias cíclicas de humedecimiento y secado a diferentes tensiones de confinamiento  $p$ , ajustando las deformaciones irreversibles a la ley dada por las ecuaciones 5.66 y 5.68.

- \* **Parámetros asociados con la superficie de fluencia  $SI$**
- \*  $\beta_m, \alpha_m$ : ver superficie de fluencia  $SD$
- \*  $t_i, n_i$ : se obtiene a partir de trayectorias cíclicas de secado y humedecimiento a diferentes tensiones de confinamiento,  $p$ , ajustando las deformaciones irreversibles a la ley dado por las ecuaciones 5.67 y 5.69.
  
- \* **Parámetros asociados a la resistencia al corte:**
- \*  $G$ : es el módulo de corte. Se obtiene a partir de trayectorias que supongan un incremento del desviador (triaxiales). Típicamente se ha de obtener para pequeñas deformaciones en las inmediaciones de  $q=0$
- \*  $M$ : es la pendiente de la recta de estado crítico y se puede obtener a partir de los estados de rotura en ensayos triaxiales con control de la succión.
- \*  $k$ : es parámetro que controla el incremento de la resistencia del suelo con la succión y se pueden determinar a partir de estados de rotura en ensayos triaxiales con control de la succión.
  
- \* **Parámetros elásticos:**
- \*  $\kappa$ : es la pendiente de la curva de descarga y recarga en trayectorias elásticas. Se determina en ensayo edométrico considerando  $K_0$  constante de la manera siguiente:

$$\kappa = \frac{\ln \frac{v_i}{v_{i+1}}}{\ln \frac{\sigma_i}{\sigma_{i+1}}} \quad ec. (5.124)$$

- \*  $\kappa_s$ :Corresponde a las deformaciones elásticas en trayectorias cíclicas de secado y humedecimiento. (De acuerdo con el modelo estas deformaciones combinan las propiamente macroestructurales, definidas por  $\kappa_s$  y las microestructurales definidas por  $\beta m$  y  $\alpha m$ ).
- \* **Parámetros asociados a la superficie de estado del grado de saturación:**
- \*  $a, b, c$ : son constantes y se pueden determinar a partir de la curva  $(s, S_r)$  obtenidas en los ensayos de laboratorio, ajustando la ecuación de la superficie de estado para el grado de saturación.

## 5.8.- PROGRAMA DE ORDENADOR

El programa inicial fue desarrollado por Josa (1988) en lenguaje Fortran. Partiendo de un estado inicial y de unos parámetros específicos, se reproduce el comportamiento del suelo sometidas a diversas trayectorias de tensionales. Este programa fue convenientemente adaptado con nuevos parámetros de expansión del suelo y se ha empleado para reproducir el comportamiento de suelos expansivos no saturados



## ***CAPITULO 6***

### **APLICACION DEL MODELO**

#### **6.1.- INTRODUCCION**

En los apartados anteriores se ha desarrollado un modelo cuyo objetivo es reproducir con cierta fiabilidad los comportamientos que caracterizan los suelos no saturados a partir de resultados experimentales.

Josa (1988) ha elaborado un programa de ordenador en lenguaje Fortran que integra la ecuación constitutiva elastoplástica, partiendo de un estado inicial y de unos parámetros específicos.

Balmaceda (1991) adaptó el programa desarrollado por Josa (1988) con el fin de reproducir el comportamiento de suelos compactados sometidos a diversas trayectorias de tensiones e introdujo modificaciones necesarias para predecir un máximo de colapso para una determinada tensión de confinamiento.

En esta tesis, el programa original fue adaptado para el comportamiento de suelos expansivos no saturados a partir del modelo de Josa (1991) y de los fundamentos desarrollados por Gens y Alonso (1992, 1993).

Con el modelo presentado en el capítulo 5 se reprodujeron varios ensayos publicados por diversos autores (Kassiff et al., 1973; Chu y Mou, 1973; Pousada, 1984; Justo et al., 1984). Los ejemplos escogidos tienen el objetivo de reproducir el comportamiento característico de suelos no saturados expansivos. Muchas veces, cuando la información no ha sido suficiente, ha sido necesario determinar parámetros a través de ajustes, teniendo en cuenta las predicciones realizadas.

Los parámetros necesarios del modelo, para reproducir los resultados obtenidos en las trayectorias tensionales de los ensayos edométricos con succión controlada realizados en el laboratorio, son descritos en el siguiente apartado. Algunos de los parámetros se han estimado y otros se han determinado a partir de los ensayos descritos en el capítulo 4. Los parámetros estimados permiten ajustar con mayor precisión las curvas experimentales.

Se ha prestado con especial énfasis a la superficie de fluencia asociada a la reducción de la succión que es objeto del presente estudio.

## 6.2.- APLICACION DEL MODELO A LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS EN ESTA TESIS

### 6.2.1. Aspectos Generales

En este apartado se trata de reproducir los ensayos descritos en el capítulo 4 y plasmados en los planos  $(s, v)$  y  $(\sigma_v, v)$  donde  $v$  es el volumen específico,  $s$  es la succión y  $\sigma_v$  es la tensión vertical. Se reproducen las siguientes trayectorias:

- \* *La presión es constante y la succión se reduce hasta llegar a cero para volver a aumentar a continuación.*
- \* *La succión se mantiene constante y se efectúa un ciclo de carga y descarga.*

Se recuerde que los resultados obtenidos corresponden a ensayos sobre la arcilla gris de Madrid (descritos en el capítulo 4 apartado 4.3) y a ensayos sobre una mezcla de esa arcilla gris de Madrid con arena (descritos en el apartado 4.4).

## 6.2.2 - Arcilla de Madrid

### 6.2.2.1.- Introducción

La figura 6.1 presenta la trayectoria tensional seguida para los ensayos con succión controlada y también la posición adoptada de las superficies de fluencia. La trayectoria tensional corresponde a la presentada en la figura 5.18.

Las muestras  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  y  $A_4$  presentan la misma succión inicial, la misma superficie de fluencia  $LC_i$  y diferentes valores de tensión vertical aplicada (0.05 MPa, 0.1 MPa, 0.15 MPa y 0.2 MPa). Son sometidas a trayectorias de humedecimiento (reducción de la succión).

Esta trayectoria tiene como objetivo observar los hinchamientos recuperables macroestructurales y microestructurales) e irrecuperables (macroestructurales) producidos durante un ciclo de humedecimiento y secado. El modelo prevé que la deformación volumétrica total sea tanto mayor cuanto menor sea la carga aplicada. Por otro lado, la deformación macroestructural de hinchamiento producida por la expansión de la microestructura, de acuerdo con el modelo, crece cuanto más alejado se encuentra el estado tensional de los estados de fluencia (curva  $LC$ ).

Los parámetros iniciales que definen la posición de las superficies de fluencia están descritos en la tabla 6.1.  $p_o^*$  es el valor inicial de la presión de preconsolidación y se ha estimado teniendo en cuenta la densidad seca alcanzada con la compactación estática.

$p_o^*$ (MPa)	$s_o$ (MPa)	$s_b$ (MPa)
0.5	1.5	1.0

Tabla 6.1 - Parámetros iniciales referentes a la posición de las superficies de fluencia ( $LC$ ,  $SI$  y  $SD$ ) para arcilla gris de Madrid.

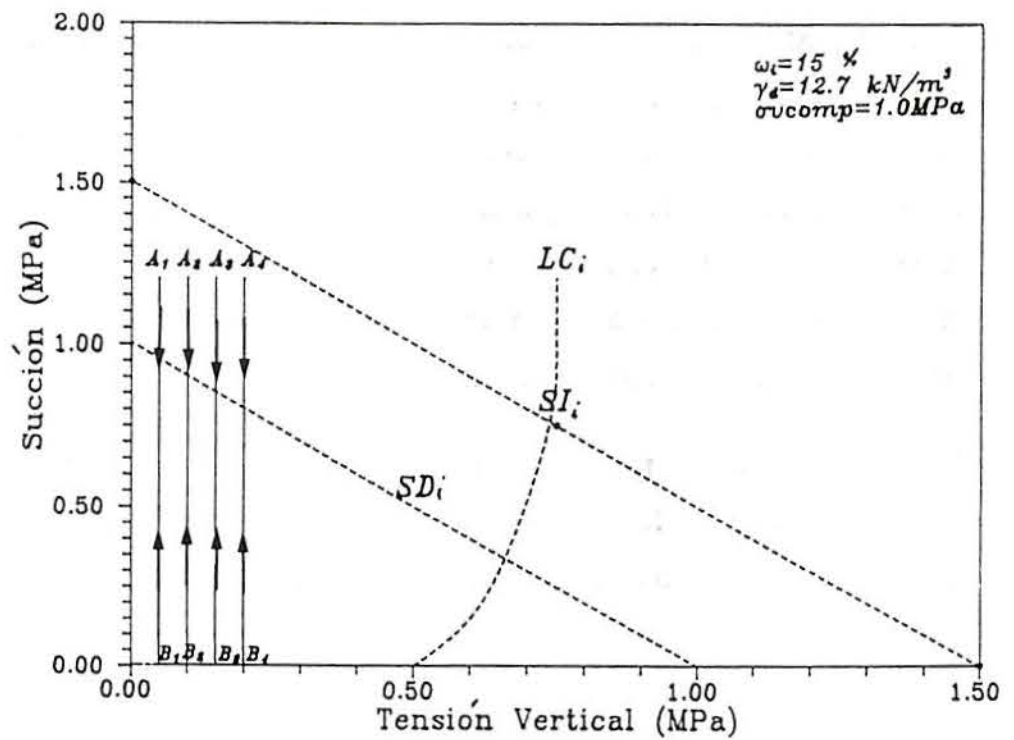


Figura 6.1 - Trayectoria tensional y posición inicial de las superficies de fluencia para las muestras de arcilla gris de Madrid.

### 6.2.2.2 - Estado inicial y parámetros del modelo

Las características geotécnicas están descritas en el apartado 4.3.

Las condiciones iniciales del ensayo son las siguientes:

- \*  $w_i = 15 \%$
- \*  $\gamma_s = 27.4 \text{ kN/m}^3$
- \*  $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$
- \*  $\sigma_{v\text{comp}} = 1.0 \text{ MPa}$
- \*  $v_i = 2.05$
- \*  $s_i = 1.2 \text{ MPa}$
- \*  $\sigma_{v_i} = 0.05 \text{ MPa}; 0.1 \text{ MPa}; 0.15 \text{ MPa y } 0.2 \text{ MPa}$

Para comparar los resultados experimentales con los predichos es necesario seleccionar los parámetros del modelo. La tabla 6.2 presenta los parámetros directamente asociados con variaciones en  $\sigma_v$ .

Algunos de los parámetros del suelo de la arcilla gris de Madrid se conocía a través de estudios realizados por Pousada (1984) y Jucá (1991).

$\lambda$  ( $\alpha$ ) fue obtenido a partir de los ensayos de consolidación sobre muestras normalmente consolidadas.  $\kappa$  fue obtenido a partir de las etapas de descarga en muestras sobreconsolidadas a partir de los mismos ensayos antes mencionados.

$\lambda(o)$	$\kappa$	$\beta(\text{MPa}^{-1})$	$p^c$ (MPa)	$r$
0.25	0.015	0.1	0.005	0.75

Tabla 6.2 - Parámetros asociados con variaciones en  $\sigma_v$  para arcilla Gris de Madrid.

La tabla 6.3 presenta los parámetros estimados que están relacionados directamente con las superficies de fluencia  $SI$  y  $SD$ .

El parámetro  $\kappa_s$  representa el hinchamiento recuperable que se produce cuando se inunda el suelo y se reduce la succión a tensión esférica constante. En la figura 6.2 se presenta la variación de la deformación volumétrica plástica con la tensión a partir de los datos experimentales. Una de las razones para que la deformación volumétrica macroestructural plástica sea negativa, es que el proceso de hinchamiento provoca un ablandamiento de los glomérulos, que sometidos a la tensión de confinamiento se deforman y ocupan los huecos. De esta forma el resultado neto del humedecimiento puede ser de colapso (valor negativo de  $\epsilon_{vm}^p$ ).

No ha sido posible dibujar la curva  $\epsilon_{vm}$  a partir de los datos experimentales. Por tanto los parámetros  $\alpha_m$  y  $\beta_m$  fueron estimados.

$\kappa_s$	$\alpha_m$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	$\beta_m$
0.001	0.5	0.8

Tabla 6.3 - Parámetros del modelo asociados a cambios de succión ( $SD$ ) para arcilla gris de Madrid.

Los valores de  $n$  y  $t$  estimados fueron 1.8 y 0.5 respectivamente.

En la tabla 6.4 se muestra los parámetros relacionados con la resistencia al corte. No se han realizado ensayos que permitan determinar  $G$  en forma directa. Ha sido necesario estimar el módulo de corte constante de acuerdo con el tipo de suelo. Se consideró razonable adoptar un ángulo de fricción  $\phi = 21^\circ$  y un valor de  $k_o = 0.64$  a efectos de estimar el estado inicial de tensión.

Todos los ensayos se han reproducido con un conjunto único de parámetros.

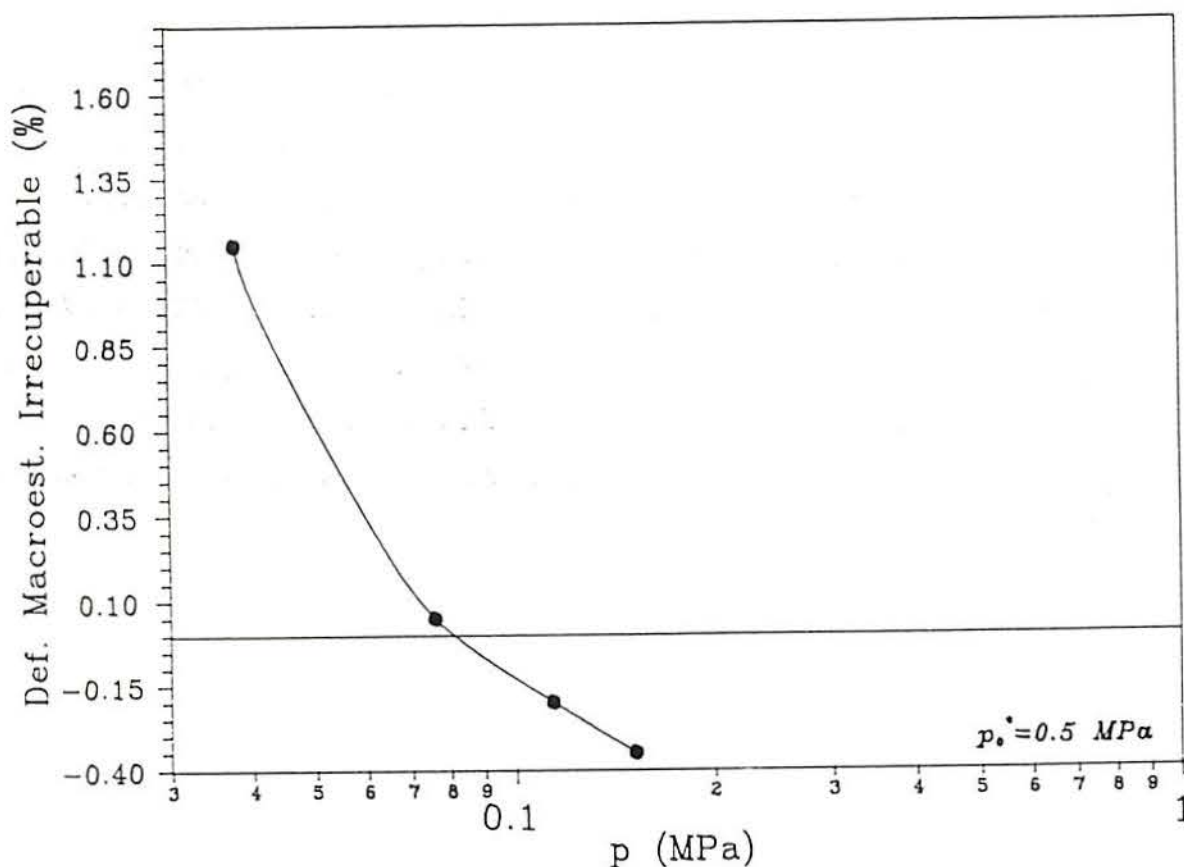


Figura 6.2 - Deformación volumétrica plástica versus la tensión vertical aplicada para la arcilla gris de Madrid.



G (MPa)	M
3.3	0.82

Tabla 6.4 - Parámetros del modelo asociados a la resistencia al corte para arcilla gris de Madrid.

### 6.2.2.3 - Reproducción de los resultados experimentales

En las figuras 6.4. a 6.7 se presentan las curvas experimentales ( $s,v$ ) comparadas con las curvas obtenidas por el modelo. Se observa que a tensiones relativamente bajas (0.05 MPa y 0.1 MPa) el modelo reproduce razonablemente el comportamiento observado. La compresión inducida en la rama de seca (a tensión baja) es sensiblemente inferior a las predicciones del modelo. A tensiones de confinamiento más altas 0.15 MPa y 0.20 MPa (figuras 6.6 y 6.7) las deformaciones medidas son pequeñas, lo que hace algo más inciertos los resultados experimentales y no permite una discriminación de la bondad del ajuste. En la figura 6.3 se han reunido el conjunto de curvas de hinchamiento-secado y los resultados de la aplicación del modelo.

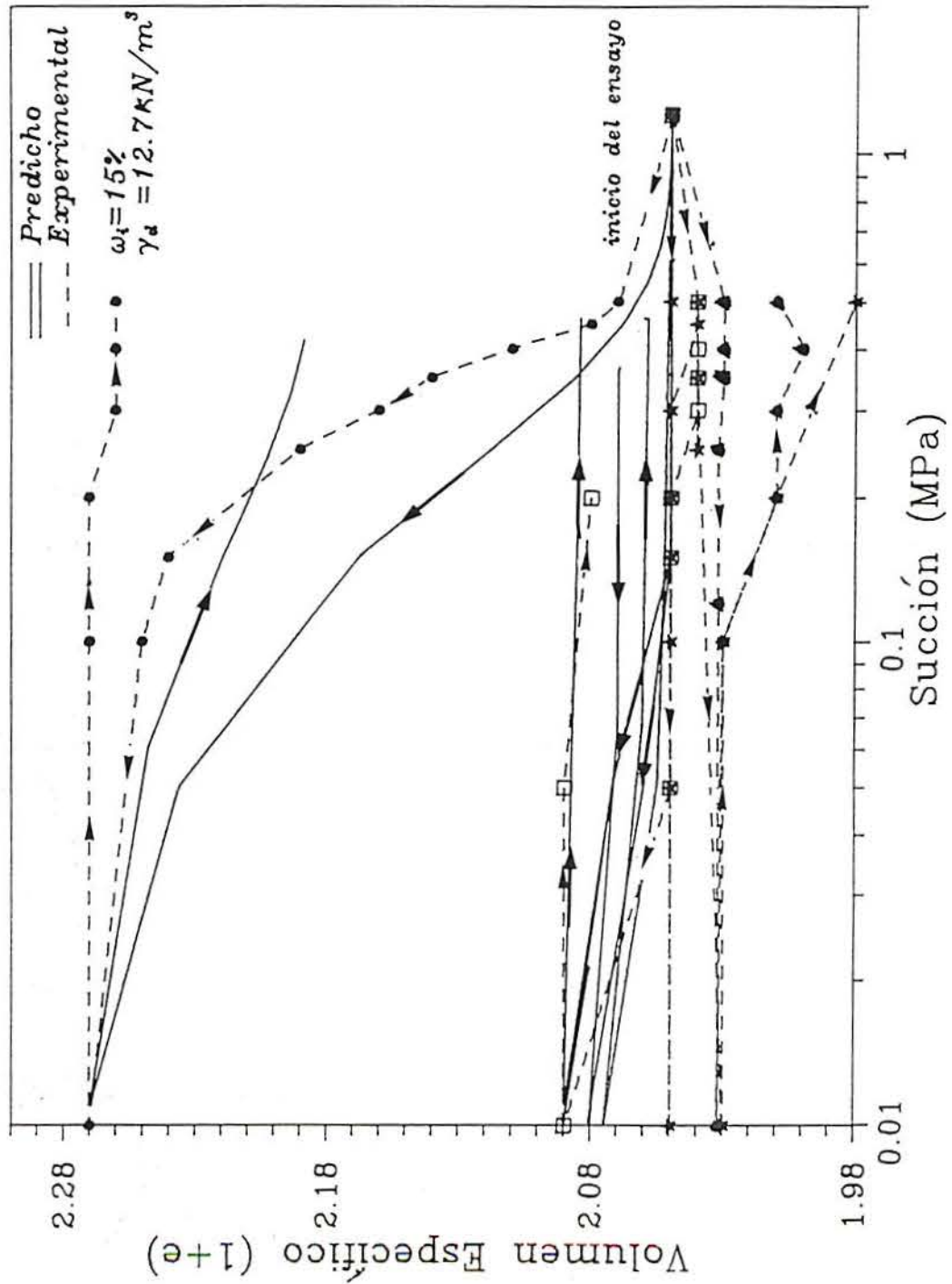


Figura 6.3 - Curvas experimentales para diferentes tensiones verticales comparadas con las del modelo.

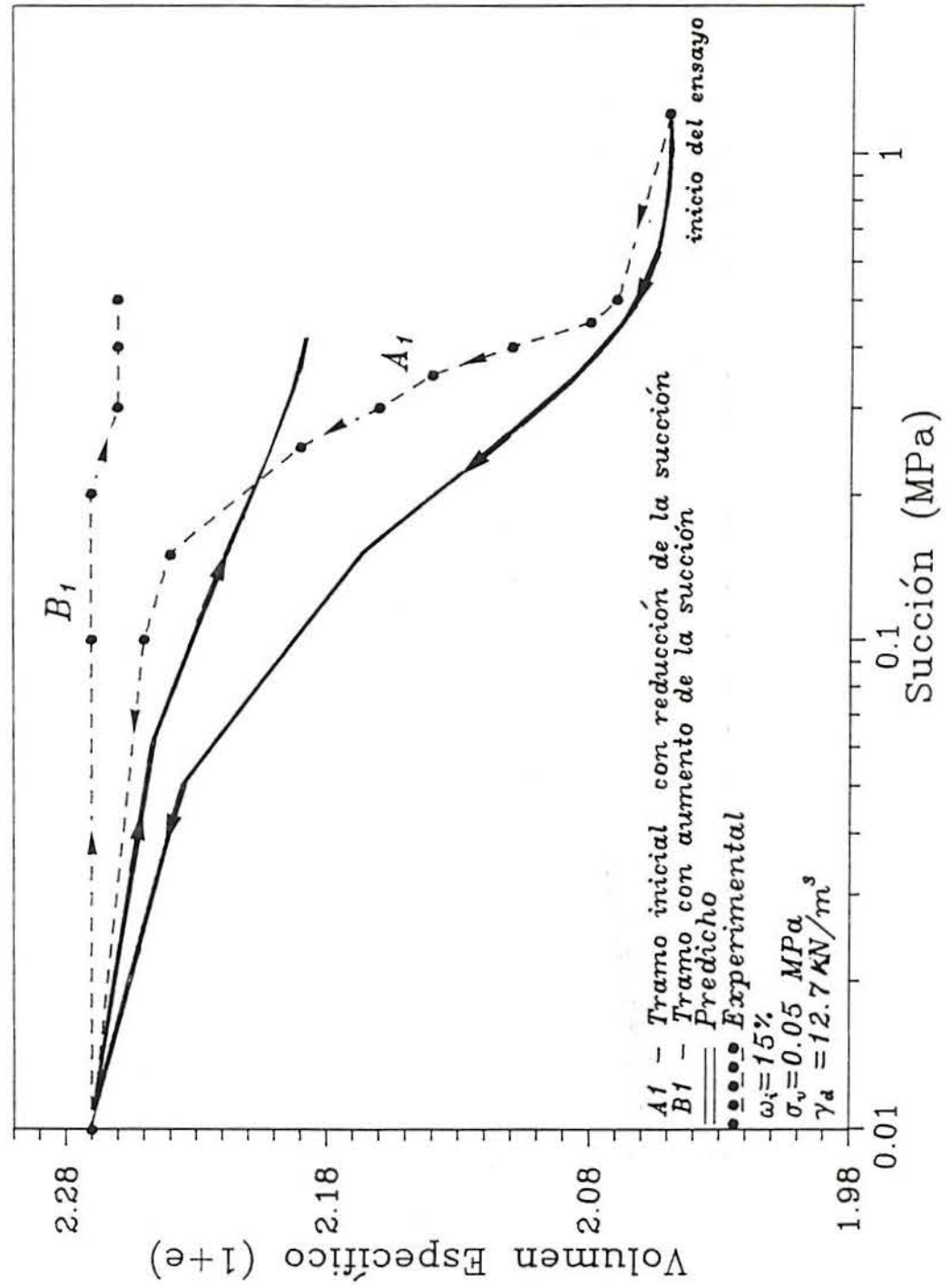


Figura 6.4 - Curva experimental versus la curva predicha para una tensión vertical de 0.05 MPa en el plano (s,v) para arcilla gris de Madrid.

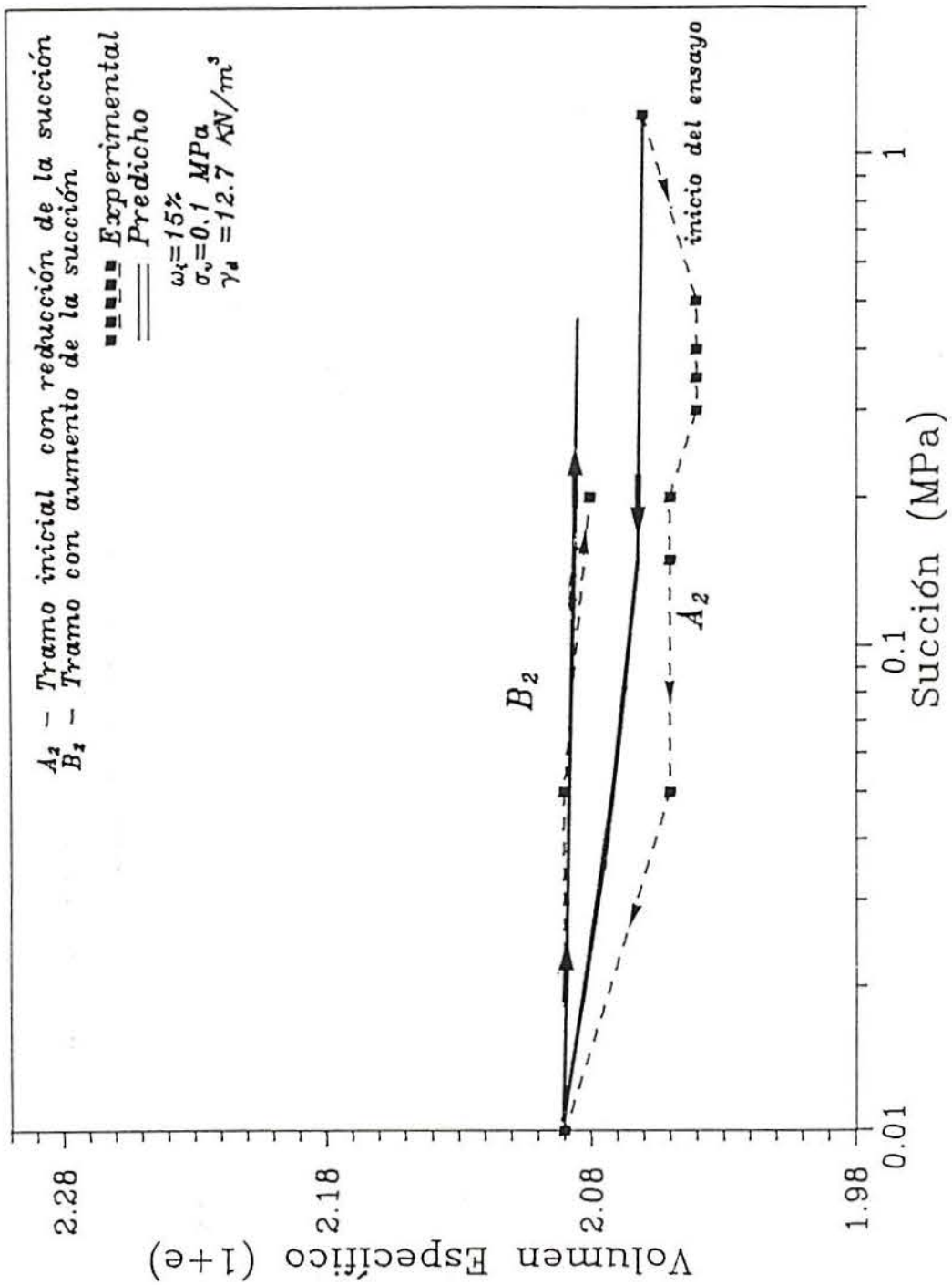


Figura 6.5 - Curva experimental versus la curva predicha para una tensión vertical de 0.1 MPa en el plano (s,v) para arcilla gris de Madrid.

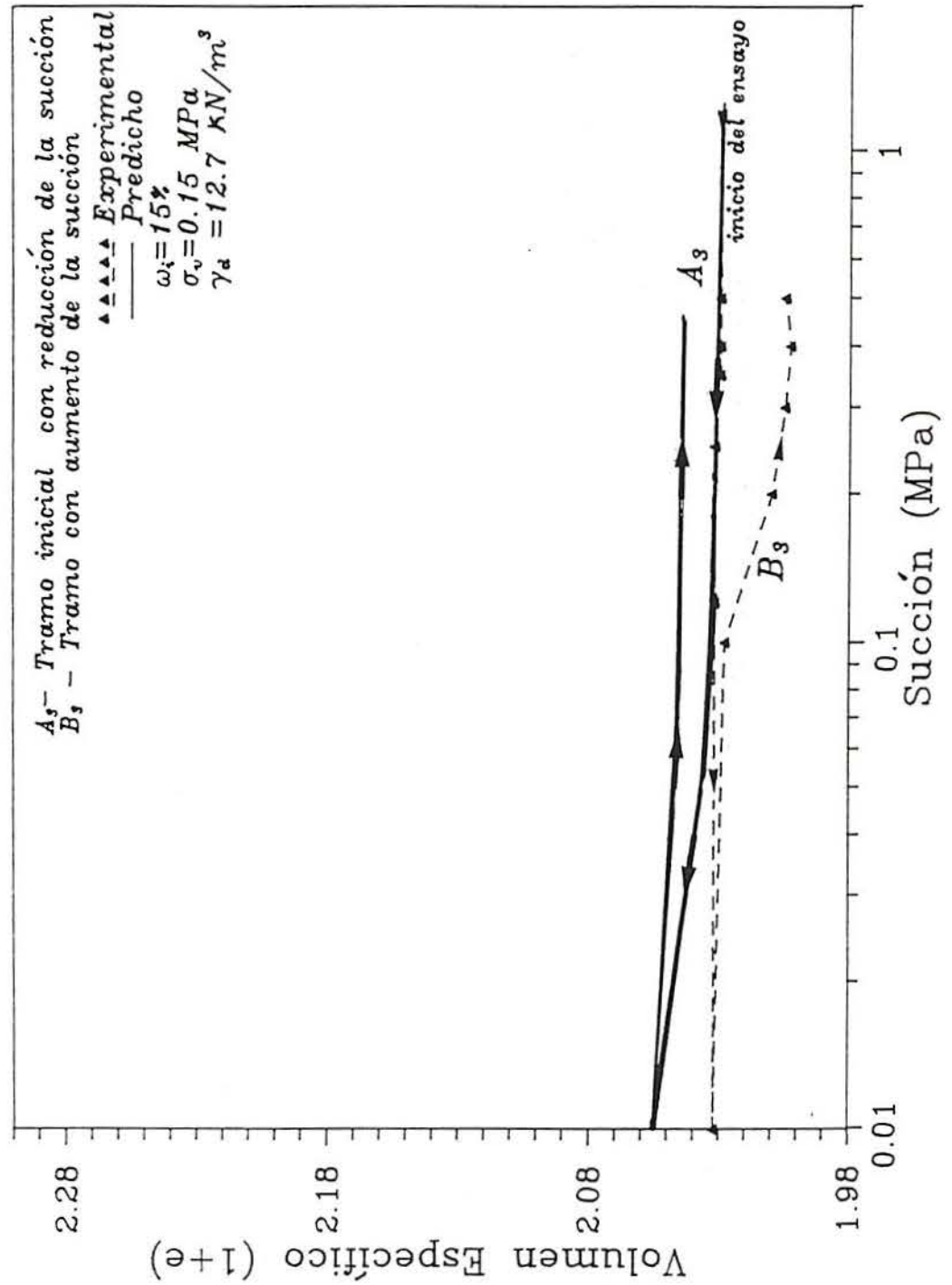


Figura 6.6 - Curva experimental versus la curva predicha para una tensión vertical de 0.15 MPa en el plano (s,v) para arcilla gris de Madrid.

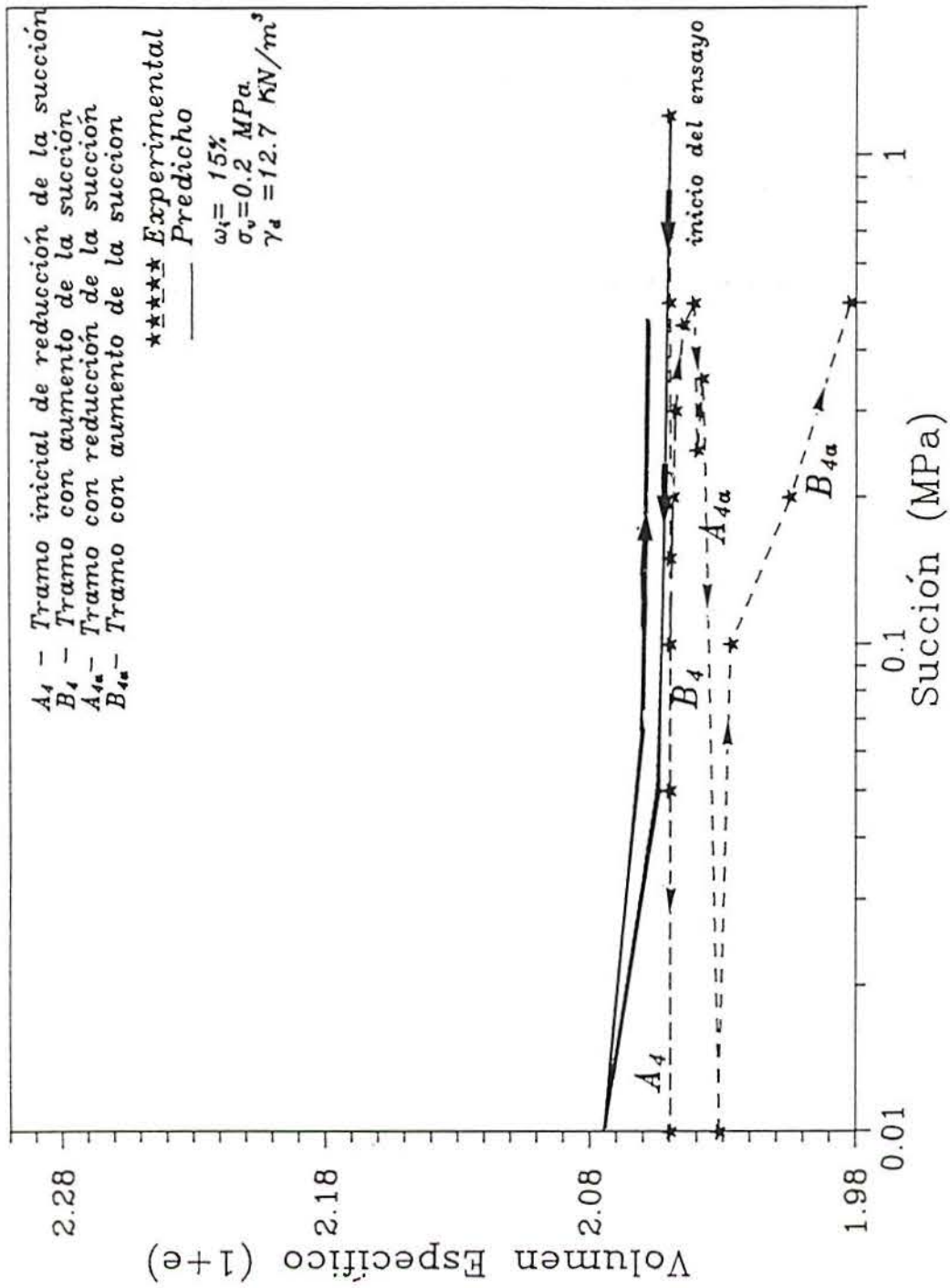


Figura 6.7 - Curva experimental versus la curva predicha para una tensión vertical de 0.2 MPa en el plano (s,v) para arcilla gris de Madrid.

### 6.2.3 - Arcilla con Arena

Las figuras 6.8, 6.9 y 6.10 presentan las trayectorias impuestas a las muestras A, B y C respectivamente, y las posiciones iniciales de las superficies de fluencia. Las trayectorias tensionales de las muestras "A" y "B" son comunes. La posición de las superficies de fluencia iniciales de la muestra "C" difería de las demás. Este hecho está relacionado con los diferentes valores iniciales de peso específico seco utilizados para la muestra "A", "B" y "C". La muestra "C" presenta un peso específico menor y exhibe el fenómeno de colapso al inundar.

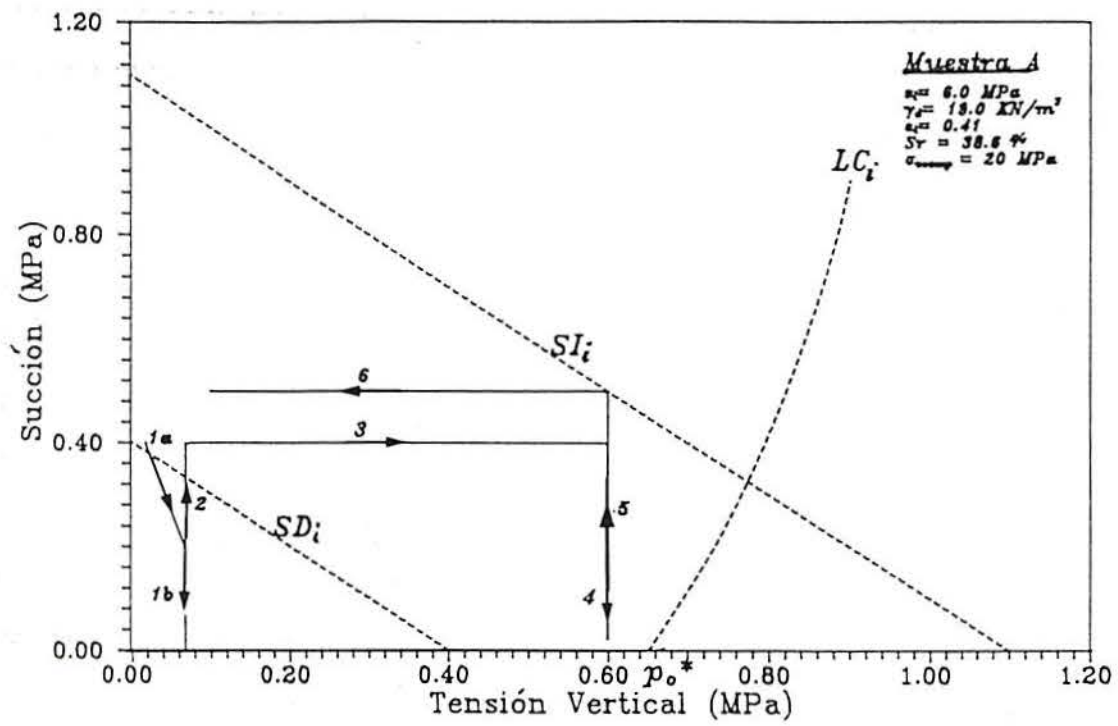


Figura 6.8 - Trayectoria tensional de la muestra "A" y posición inicial de las superficies de fluencia.



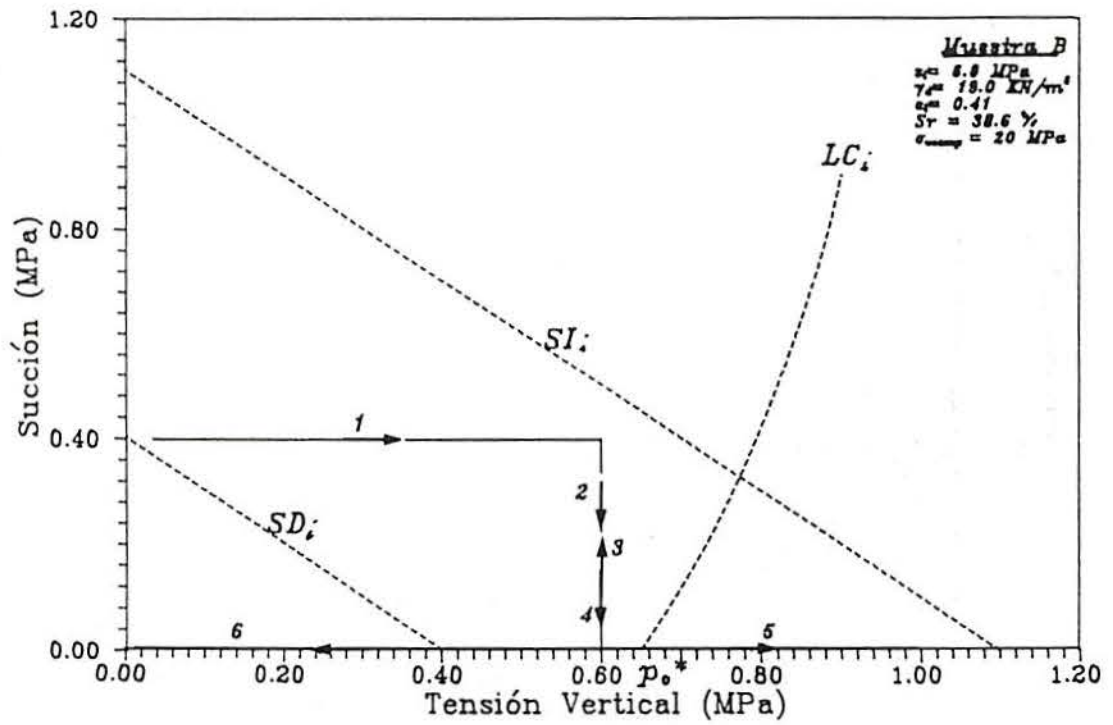


Figura 6.9 - Trayectoria tensional de la muestra "B" y posición inicial de las superficies de fluencia.

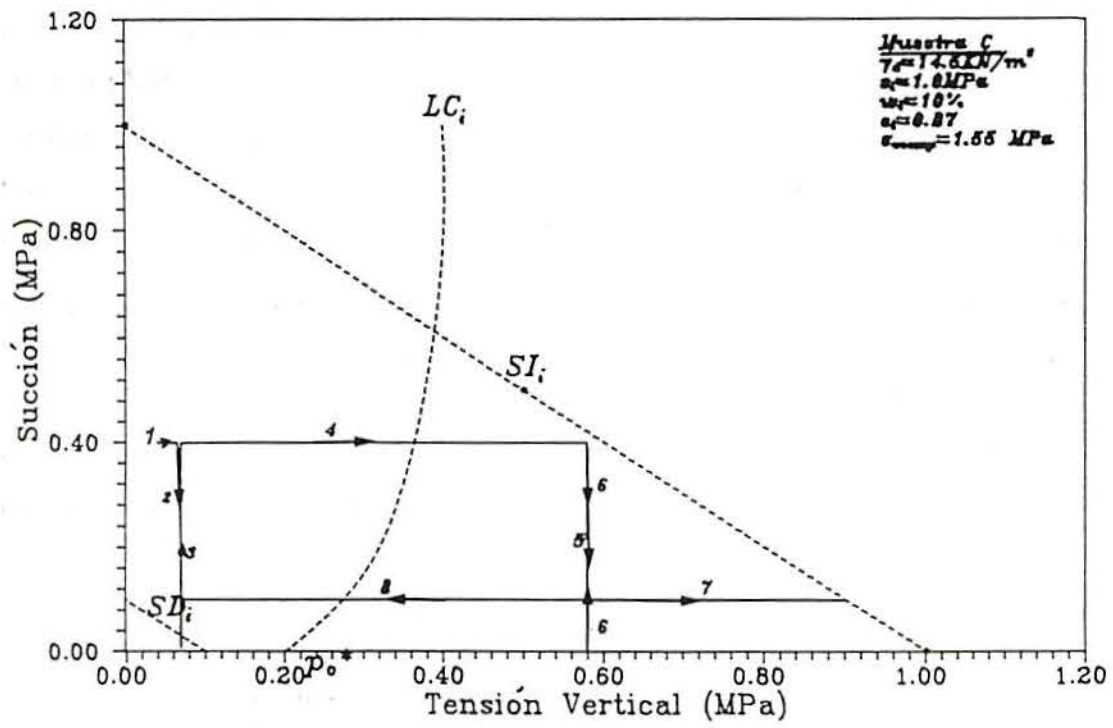


Figura 6.10 - Trayectoria tensional de la muestra "C" y posición inicial de las superficies de fluencia.

### 6.2.3.1 - Muestra A

#### 6.2.3.1.1 - Introducción

La trayectoria seguida para la muestra A presenta en su primera etapa ciclos de reducción e incremento de la succión a tensión vertical constante. El tramo siguiente consiste en un aumento de la tensión vertical hasta 0.60 MPa a succión constante de 0.40 MPa. Posteriormente, se impone un nuevo ciclo de reducción e incremento de la succión, manteniendo la tensión vertical constante de 0.60 MPa. Esta trayectoria fue definida con la finalidad de estudiar el comportamiento deformacional de expansión del suelo frente a los cambios de succión y de tensión vertical en relación a la posición inicial de las superficies de fluencia *SD* y *LC* (figura 6.8).

La posición de las superficies de fluencia están definidas en la tabla 6.5. Se han estimado valores de  $s_o$  y  $p_o^*$  que corresponden a la situación inicial de la muestra.

$p_o^*$ (MPa)	$s_o$ (MPa)	$s_b$ (MPa)
0.65	1.1	0.4

Tabla 6.5 - Parámetros iniciales para la muestra "A" referentes a posición inicial de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*).

## 6.2.3.1.2 - Estado inicial y parámetros del modelo

Las características geotécnicas de la mezcla de arcilla de Madrid y arena están descritas en el capítulo 4. En la figura 4.39 se presentan los resultados experimentales en el plano ( $s, v$ ).

*Estado Inicial para la Muestra A:*

- \*  $w_i = 5.26\%$
- \*  $\gamma_s = 26.7 \text{ kN/m}^3$
- \*  $\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$
- \*  $\sigma_{vcomp} = 20.0 \text{ MPa}$
- \*  $S_r = 38.23\%$
- \*  $s_i = 6.0 \text{ MPa}$
- \*  $e_i = 0.41$
- \*  $\sigma_{vi} = 0.07 \text{ MPa}$

Los parámetros escogidos del modelo se han indicado en las tabla 6.6, 6.7 y 6.8, que hacen referencia respectivamente a parámetros asociados a las variaciones de la tensión, a parámetros asociados a las variaciones de succión y a parámetros asociados a la resistencia al corte. Los parámetros asociados a la resistencia al corte fueron estimados, por ausencia de ensayos e informaciones que permitiesen obtenerlos directamente. Según Lupini et al (1981) se pueden estimar los valores de resistencia residual ( $\phi_r$ ) a partir de los valores de índice de plasticidad o de la fracción de arcilla. Considerando un índice de plasticidad igual a 10 % se adoptó para este tipo de suelo un ángulo de fricción de  $30^\circ$  y un  $K_0$  de 0.5. Para  $G$  se estimó un valor de 5 MPa.

Los valores de  $n$  y  $t$  adoptados fueron de 10 y 0.01 respectivamente. El valor elevado de  $n$  está asociado con la deformación volumétrica macroestructural que es muy superior a la deformación volumétrica microestructural.

$\lambda(o)$	$\kappa$	$\beta(\text{MPa}^{-1})$	$p^c(\text{MPa})$	$r$
0.22	0.022	0.1	0.005	0.55

Tabla 6.6 - Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la muestra "A".

$\kappa_s$	$\alpha_m$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	$\beta_m$
0.0009	0.06	0.014

Tabla 6.7 - Parámetros del modelo asociados a cambios de succión ( $SD$ ) para la muestra "A".

$G(\text{MPa})$	$M$
5.0	1.2

Tabla 6.8 - Parámetros del modelo asociados a la resistencia al corte para la muestra "A".

### 6.2.3.1.3 - Reproducción de los resultados experimentales de la muestra A

Las curvas experimentales obtenidas con la muestra "A" se han dibujado en las figuras 4.39 y 4.42 en los planos  $(s,v)$  y  $(\sigma_v,v)$  respectivamente. Las figuras mencionadas se han presentado en el capítulo 4.

En la figura 6.11 se presenta la curva experimental y la predicción del modelo en el plano  $(\log s,v)$ . Se observa que la respuesta del modelo es similar a la curva experimental en los tramos de disminución de la succión y aumento de la succión para una presión constante de 0.07 MPa. En el tramo de aumento de la presión se nota una reducción significativa de volumen específico. En la fase final del ensayo, la curva predicha por el modelo se ajusta peor a los resultados experimentales.

En la figura 6.12 presentase la curva experimental y la del modelo en el plano  $(s,v)$ . La figura 6.13 presenta la curva experimental y la del modelo en el plano  $(\log \sigma_v,v)$ . Se aprecia que la curva del modelo no se ajusta en el primer tramo. La figura 6.14 presenta la misma curva en el plano  $(\sigma_v,v)$ .

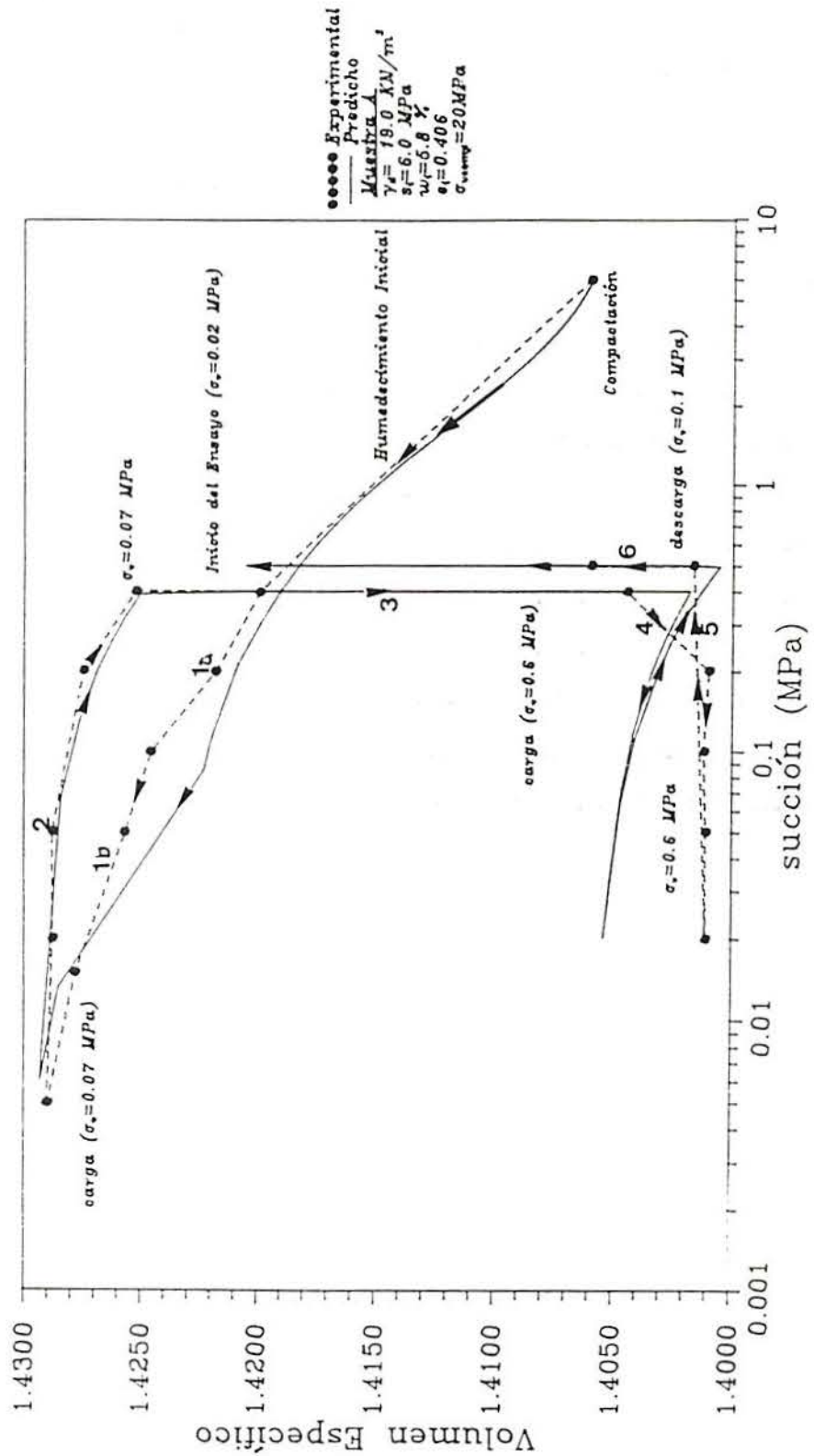


Figura 6.11 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "A" en el plano ( $\log s, v$ ).

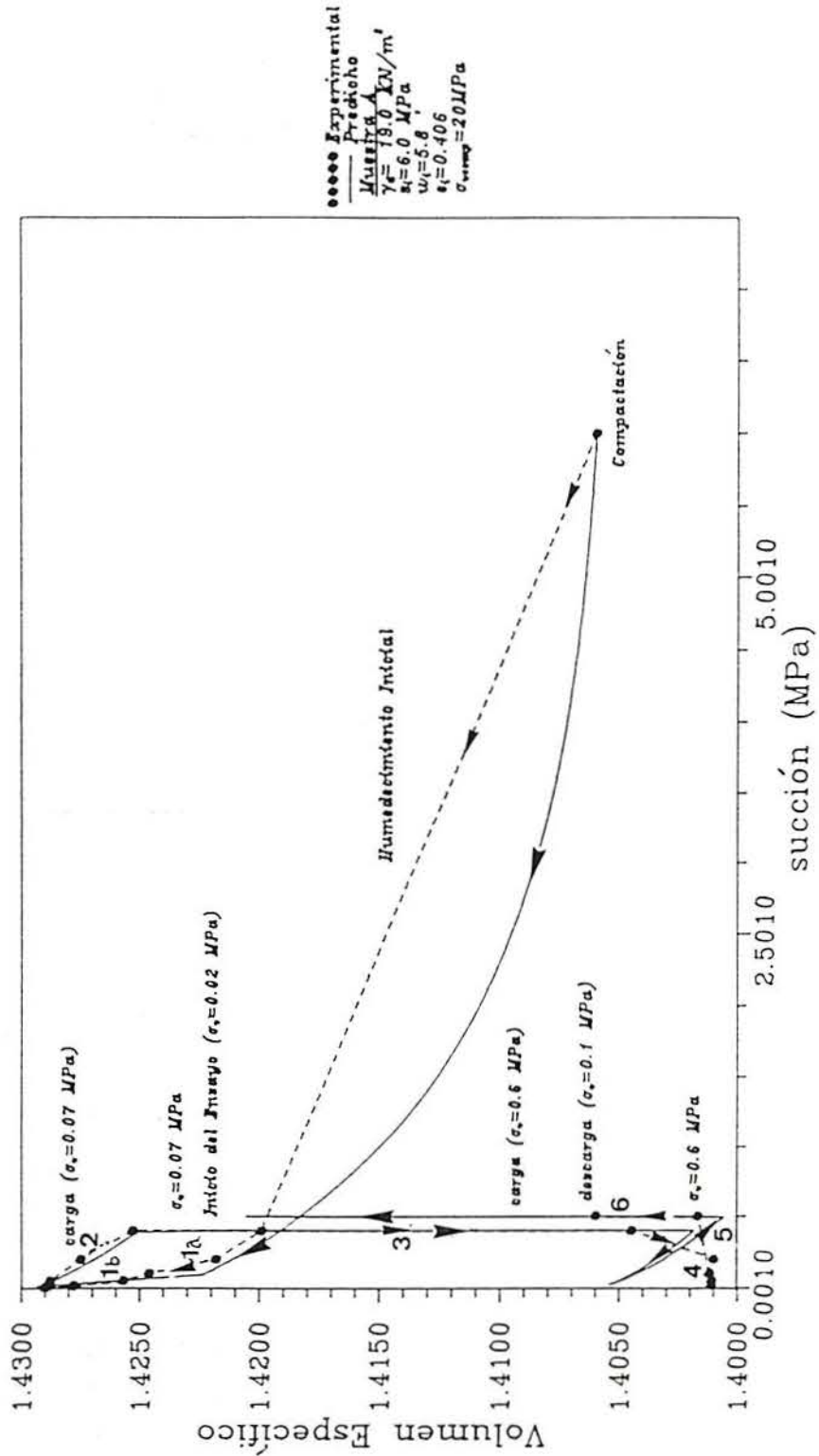


Figura 6.12 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "A" en el plano (s,v).



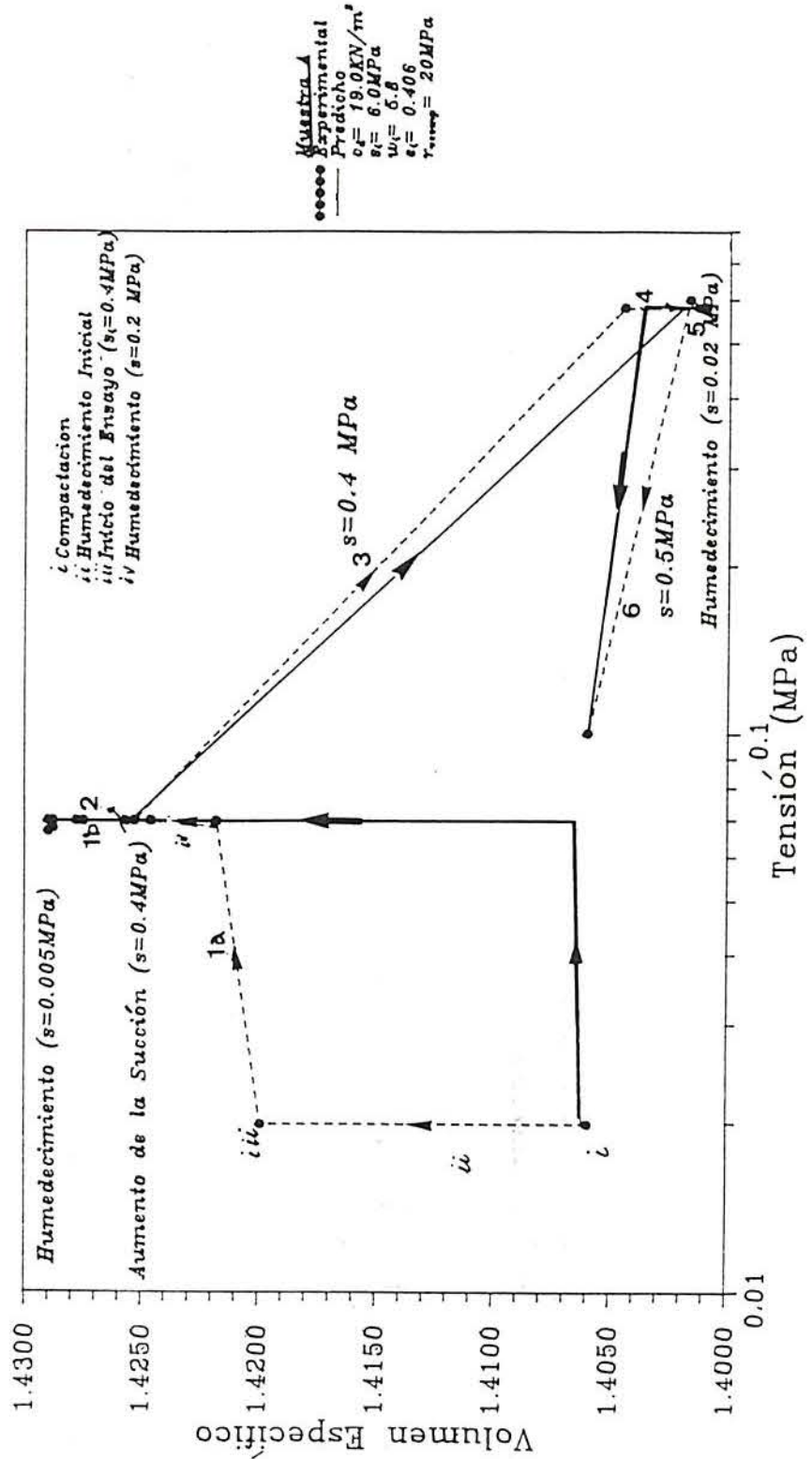


Figura 6.13 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "A" en el plano  $(\log \sigma_v, v)$ .

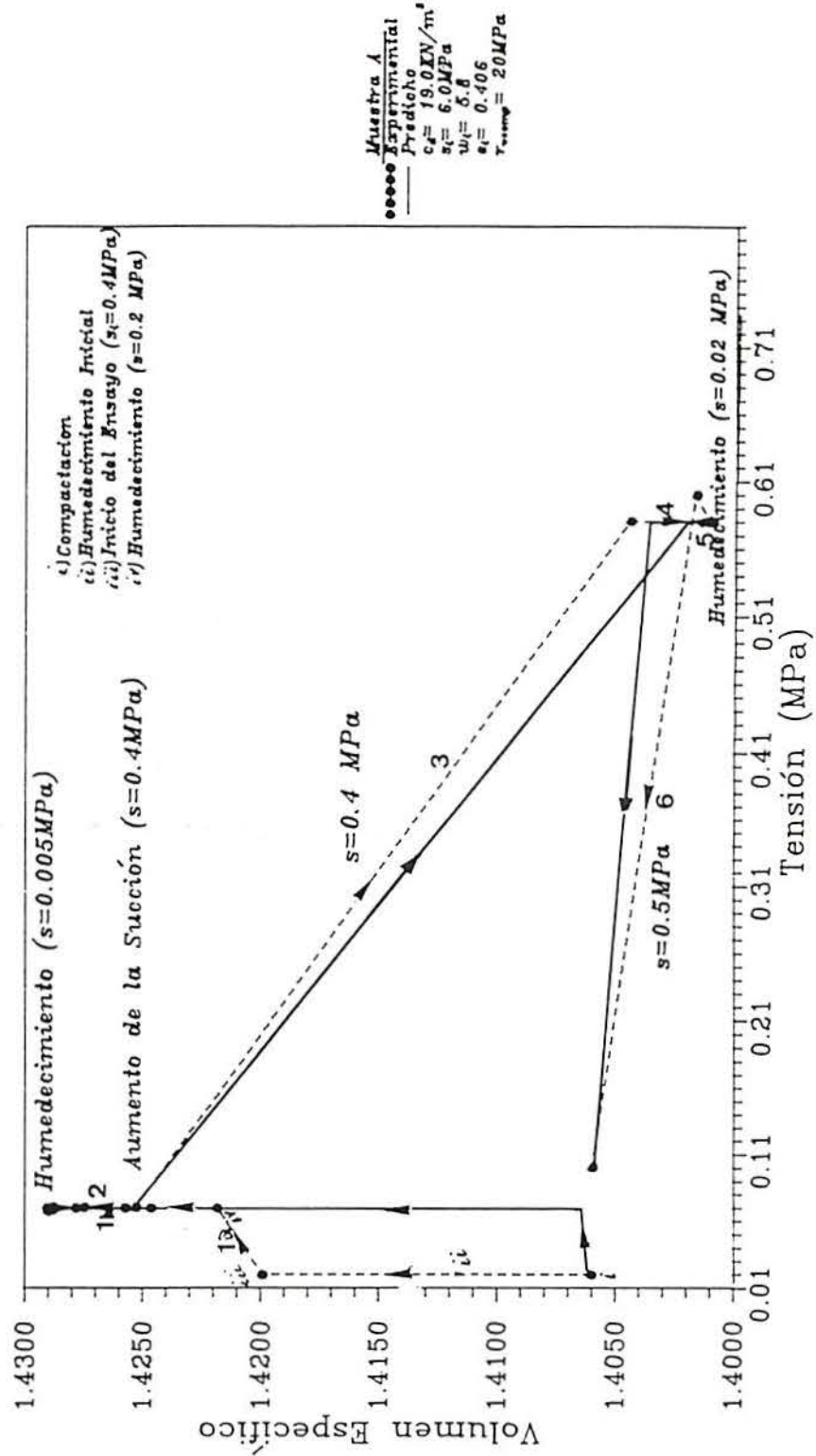


Figura 6.14 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "A" en el plano ( $\sigma, v$ ).

### 6.2.3.2 - Muestra B

#### 6.3.3.2.1. Introducción

La trayectoria tensional seguida por la muestra "B" se caracteriza en su primer tramo un aumento en la tensión vertical hasta llegar a 0.60 MPa y posterior etapas de ciclos de humedecimiento y secado. Después se impone una reducción de la tensión vertical manteniendo la succión nula (figura 6.9). Los parámetros que definen la posición de las superficies de fluencia están expresas en la tabla 6.9.

$p_o^*$ (MPa)	$s_o$ (MPa)	$s_b$ (MPa)
0.65	1.1	0.4

Tabla 6.9 - Parámetros iniciales de la muestra B referentes a la posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*).

## 6.2.3.2.2 - Estado inicial y parámetros del modelo

La muestra "B" presenta las mismas características iniciales de la muestra "A":

*Estado Inicial de la muestra B*

- \*  $w_i = 5.84\%$
- \*  $\gamma_s = 26.7 \text{ kN/m}^3$
- \*  $\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$
- \*  $\sigma_{v\text{comp}} = 20.0 \text{ MPa}$
- \*  $S_r = 38.23\%$
- \*  $s_i = 6.0 \text{ MPa}$
- \*  $e_i = 0.41$
- \*  $\sigma_{vi} = 0.035 \text{ MPa}$

Para la elección de los parámetros del modelo se adoptó el mismo procedimiento de la muestra "A". Las muestras "A" y "B" son idénticas en las características geotécnicas, diferenciando solamente en la trayectoria tensional. Los parámetros están definidos en las tablas 6.10, 6.11 y 6.12.

$\lambda(o)$	$\kappa$	$\beta(\text{MPa}^{-1})$	$p^c(\text{MPa})$	$r$
0.22	0.022	0.1	0.005	0.55

Tabla 6.10 - Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la muestra "B".

$\kappa_s$	$\alpha_m$ (MPa <sup>-1</sup> )	$\beta_m$
0.0009	0.06	0.014

Tabla 6.11 - Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la muestra "B".

G (MPa)	M
5.0	1.2

Tabla 6.12 - Parámetros del modelo asociados a la resistencia al corte para la muestra "B".

### 6.2.3.2.3 - Reproducción de los resultados experimentales de la muestra B

Los resultados experimentales están dibujados en la figura 4.40 en el plano  $(s,v)$  y en la figura 4.43 en el plano  $(\sigma_v,v)$ . Además, están presentadas en el capítulo 4.

En la figura 6.15 se presenta la curva predicha por el modelo y la experimental en el plano  $(\log s,v)$ . Se aprecia una buena concordancia en las curvas. En el primer tramo de la curva, el modelo presenta un hinchamiento menor que el de la experimental. Los demás tramos presentan una concordancia casi perfecta. En la figura 6.16 presentase las curvas  $(s,v)$ .

En las figuras 6.17 y 6.18 son presentadas la curva experimental y la curva predicha en el plano  $(\log \sigma_v,v)$  y  $(\sigma_v,v)$ . Se aprecia que las variaciones de volumen específico son menores para la curva del modelo.

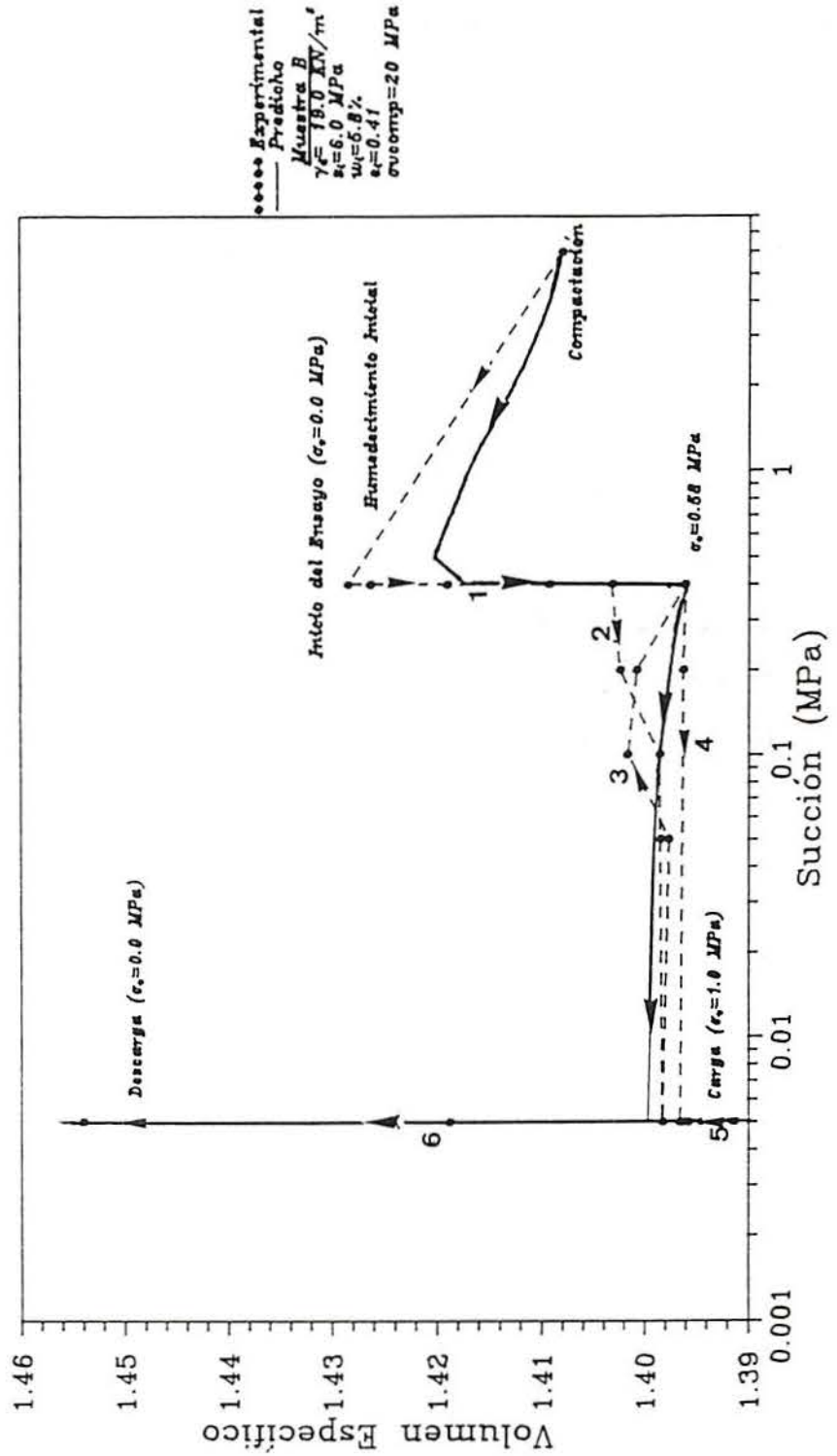


Figura 6.15 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "B" en el plano (log s,v).

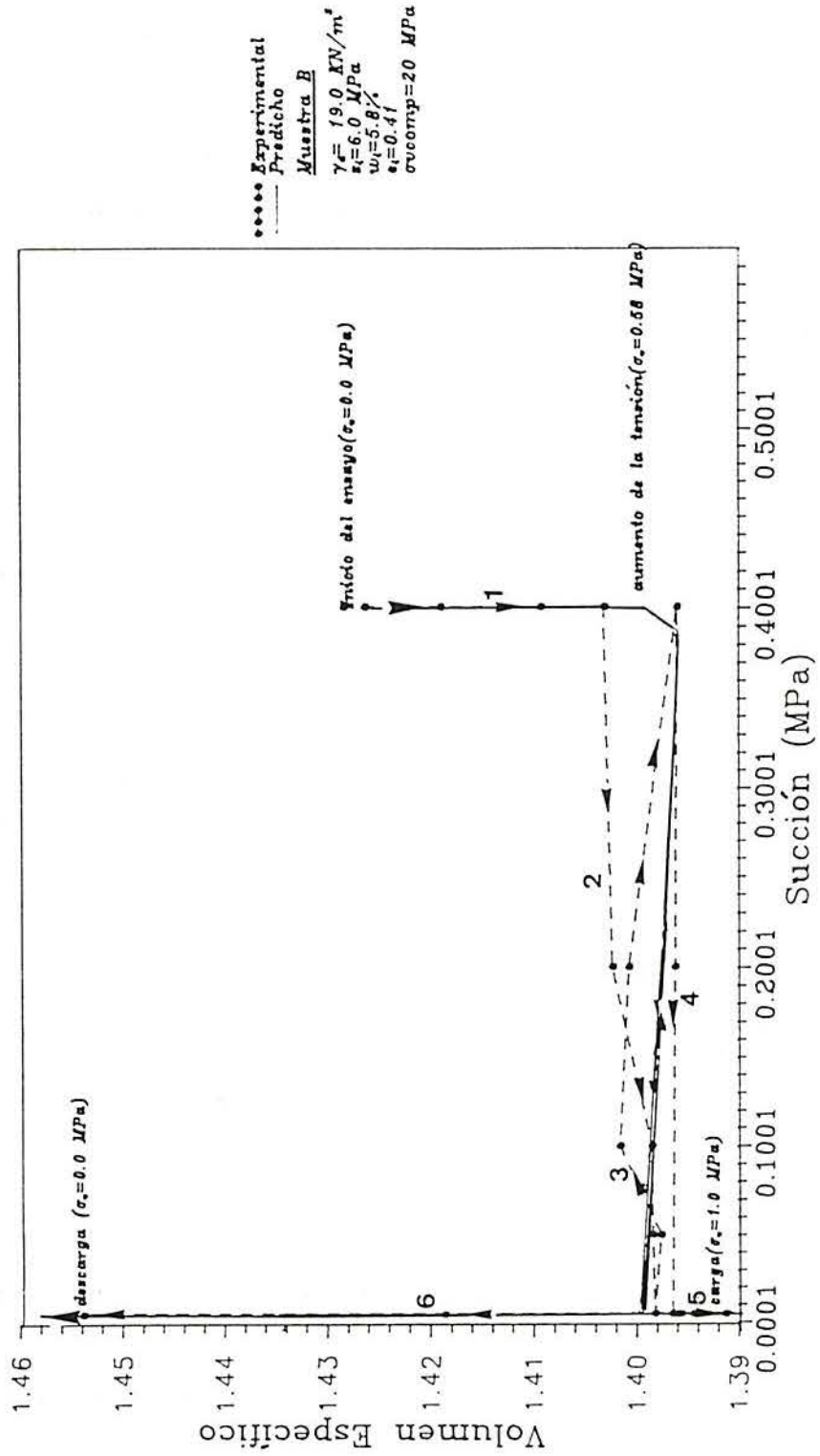


Figura 6.16 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "B" en el plano (s,v).



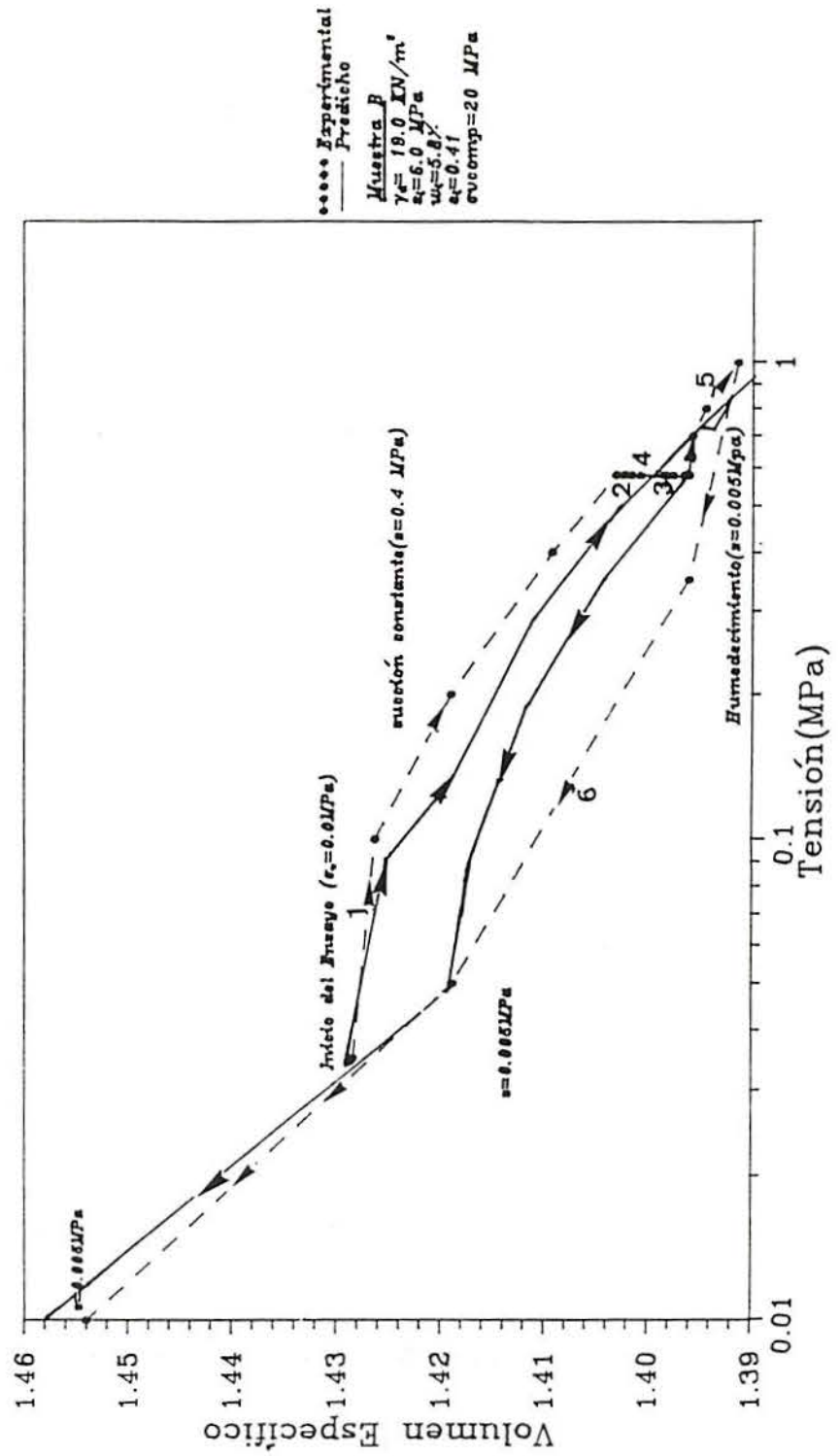


Figura 6.17 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "B" en el plano  $(\log \sigma_v, v)$ .

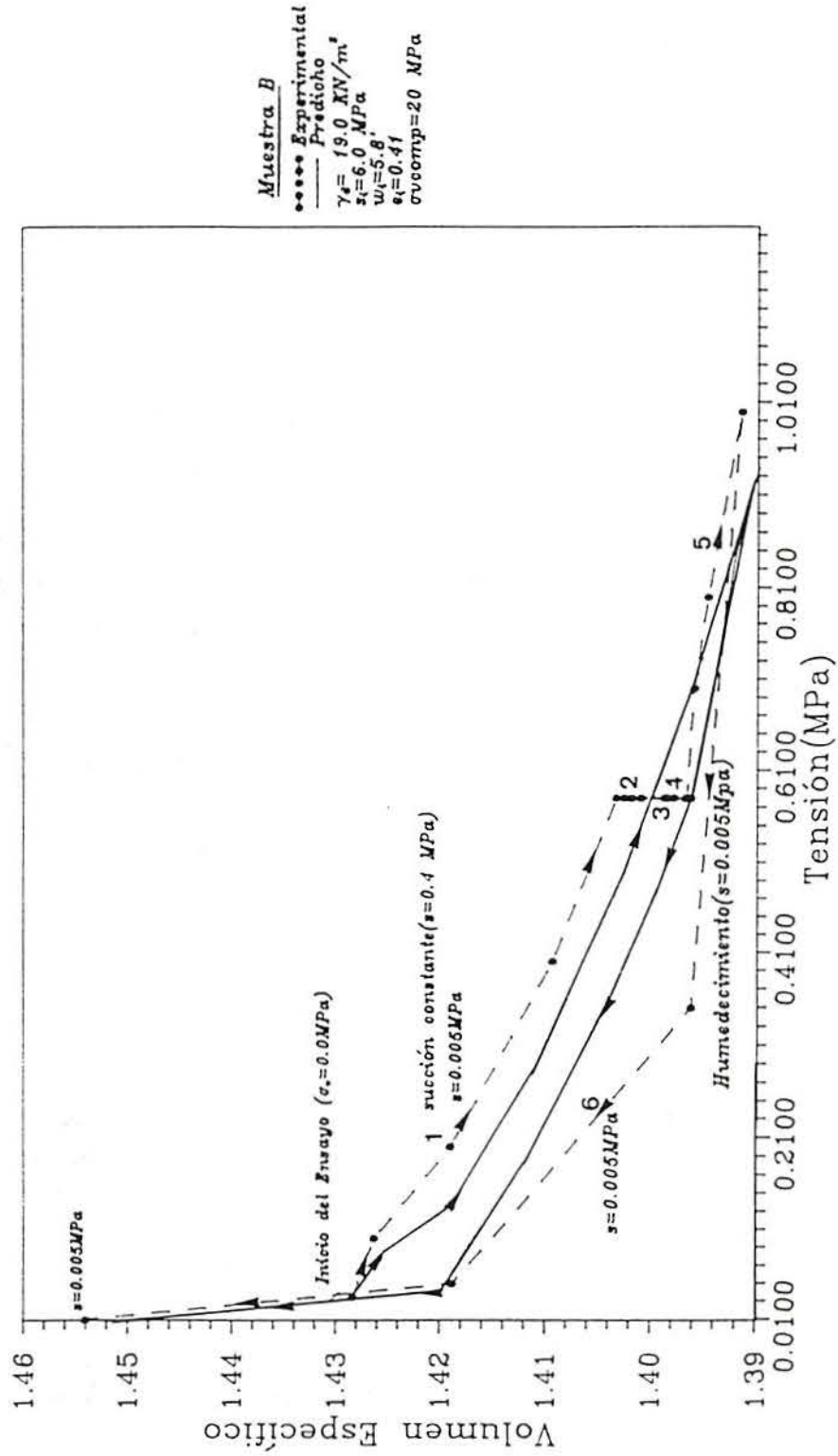


Figura 6.18 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "B" en el plano ( $\sigma_v, v$ ).

### 6.2.3.3 - Muestra C

#### 6.2.3.3.1 - Introducción

La trayectoria tensional de la muestra "C" es casi idéntica a de la muestra "A" o B. La única diferencia está en el último tramo, en el que se impone una reducción y posterior aumento de la tensión vertical (figura 6.10). La posición de la superficie de fluencia *LC* corresponde a una muestra menos compactada que la muestra "A". Cuando la trayectoria tensional alcanza a la superficie de fluencia *LC* se producirá el colapso y arrastrará a la superficie *LC*. La muestra "C" presenta un peso específico seco menor que el de las muestras "A" y "B".

La figura 4.41 presenta los resultados experimentales para la muestra "C".

La posición inicial de las superficies de fluencia de la muestra "C" están indicadas en la tabla 6.12.

$p_o^*$ (MPa)	$s_o$ (MPa)	$s_b$ (MPa)
0.20	1.0	0.1

Tabla 6.12 - Parámetros iniciales de la muestra "C" referentes a la posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*).

## 6.2.3.3.2 - Estado Inicial y Parámetros del Modelo

Estado inicial de la muestra c:

- \*  $w_i = 10\%$
- \*  $\gamma_s = 26.7 \text{ kN/m}^3$
- \*  $\gamma_d = 14.5 \text{ kN/m}^3$
- \*  $\sigma_{vcomp} = 5.0 \text{ MPa}$
- \*  $S_r = 30.69\%$
- \*  $s_i = 1.0 \text{ MPa}$
- \*  $e_i = 0.87$
- \*  $\sigma_{vi} = 0.035 \text{ MPa}$

Parámetros del modelo:

Los parámetros del modelo están representadas en las tablas 6.13, 6.14 y 6.15. Algunos de los parámetros fueron estimados, por ausencia de informaciones, y otros fueron obtenidos de acuerdo con el apartado 6.2. Se consideró los valores de  $n$  de 10 y  $t$  de 0.0001. Se estimó el valor de ángulo de fricción de  $30^\circ$  (ver para la muestra "A") y un módulo de corte de 3.3 MPa.

$\lambda(o)$	$\kappa$	$\beta(\text{MPa}^{-1})$	$p^*(\text{MPa})$	$r$
0.22	0.022	0.1	0.005	0.85

Tabla 6.13 - Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la muestra "C".

$\kappa_s$	$\alpha_m$ (MPa <sup>-1</sup> )	$\beta_m$
0.0005	0.05	0.014

Tabla 6.14 - Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la muestra "C".

G (MPa)	M
3.3	1.2

Tabla 6.15 - Parámetros del modelo asociados a la resistencia al corte para la muestra "C".

### 6.2.3.3.3 - Reproducción de los resultados experimentales de la muestra C

Las curvas experimentales dibujadas en el plano  $(s,v)$  y  $(\sigma_v,v)$  están representadas, respectivamente, en las figuras 4.41 y 4.44 en el capítulo 4.

En la figura 6.19 representa la curva obtenida por el modelo y la curva experimental en el plano  $(\log s,v)$ . Se observan que en los primeros tramos de reducción o aumento de la succión, la curva obtenida por el modelo no se ajusta con precisión la curva experimental. En los demás tramos las curvas son casi equivalentes (Figura 6.20, 6.21 y 6.22). Se aprecia también la existencia de colapso. La superficie de fluencia  $LC$  es alcanzada por la trayectoria tensional de la muestra "C" provocando el colapso.

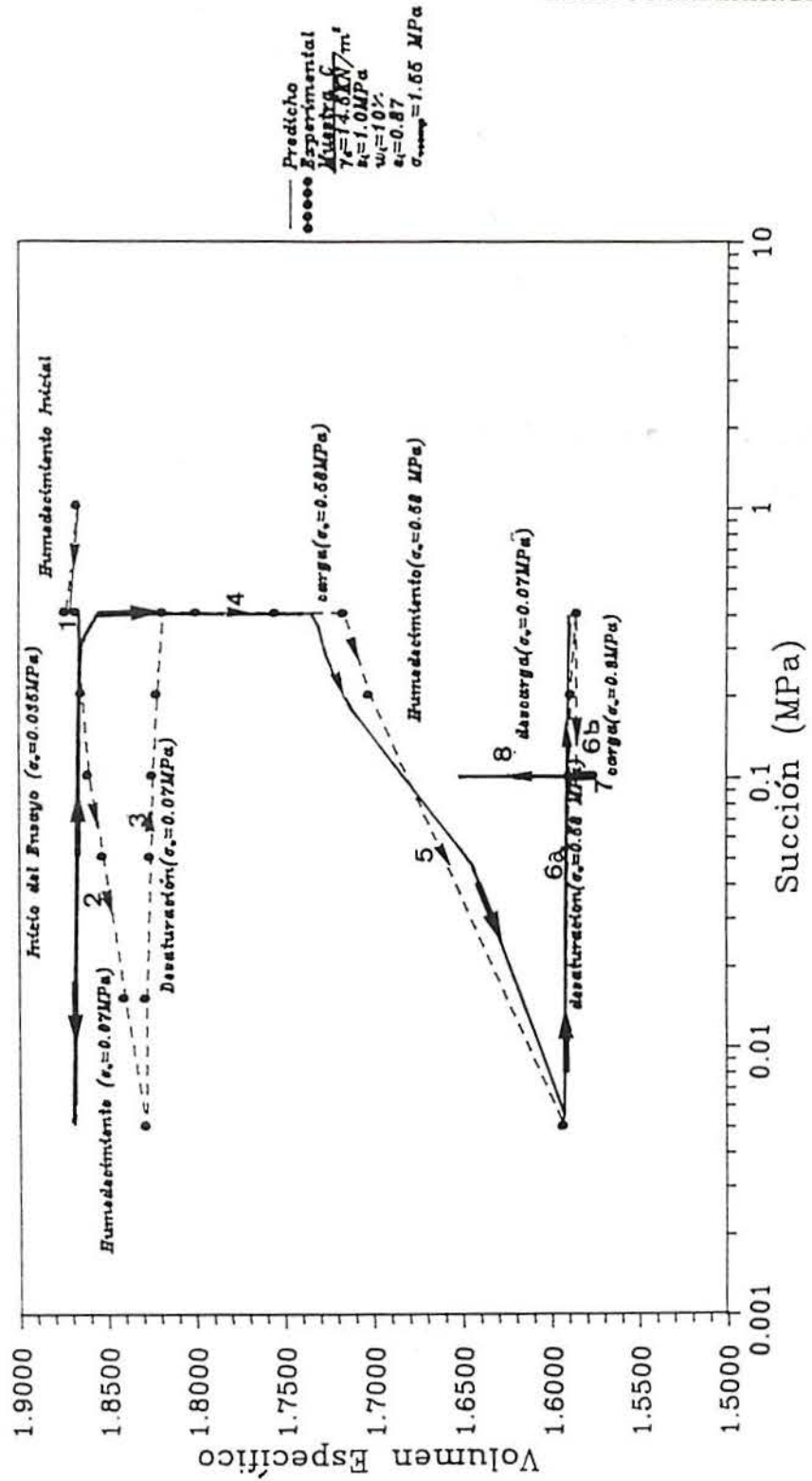


Figura 6.19 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "C" en el plano (log s,v).

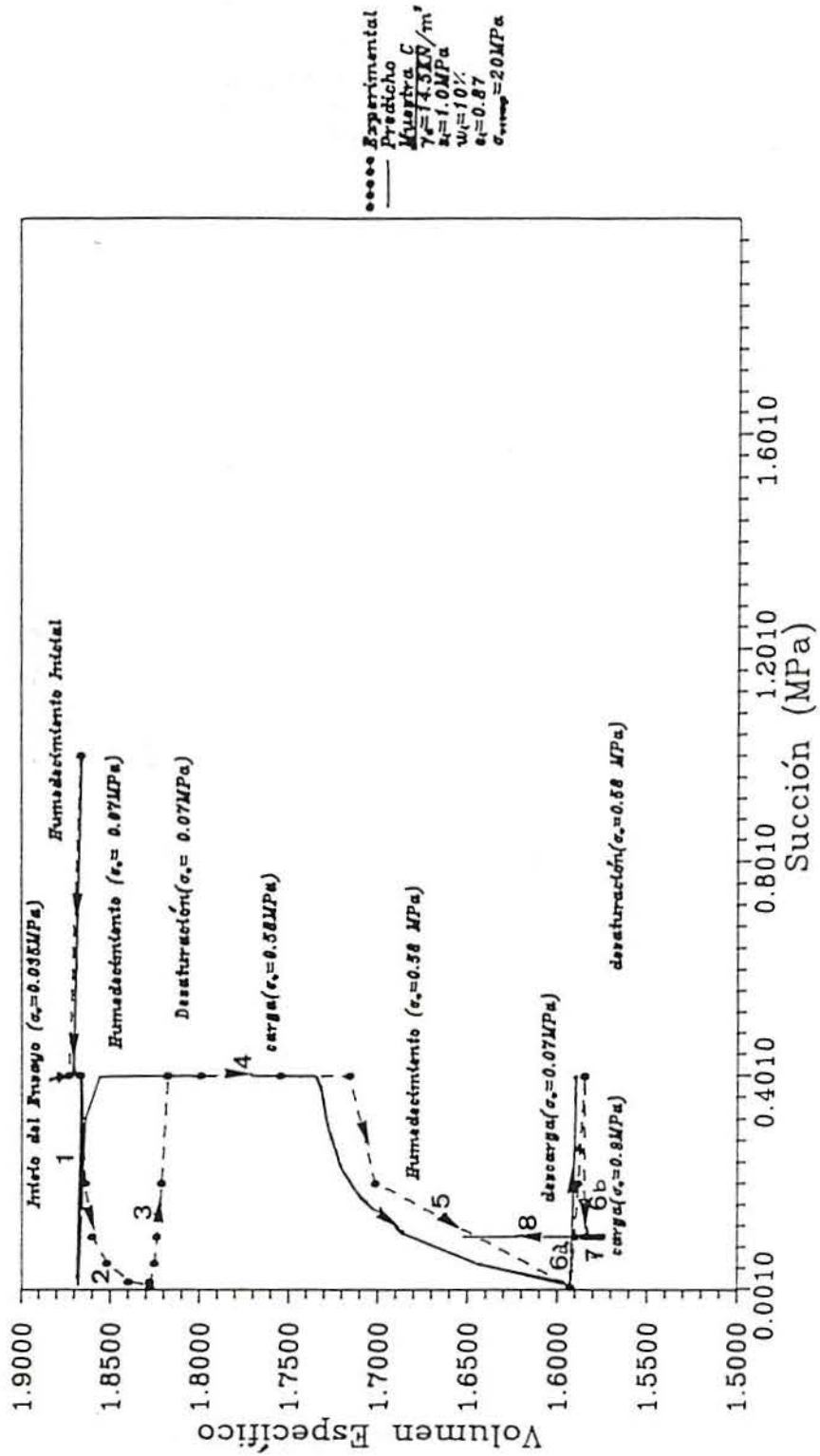


Figura 6.20 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "C" en el plano (s,v).



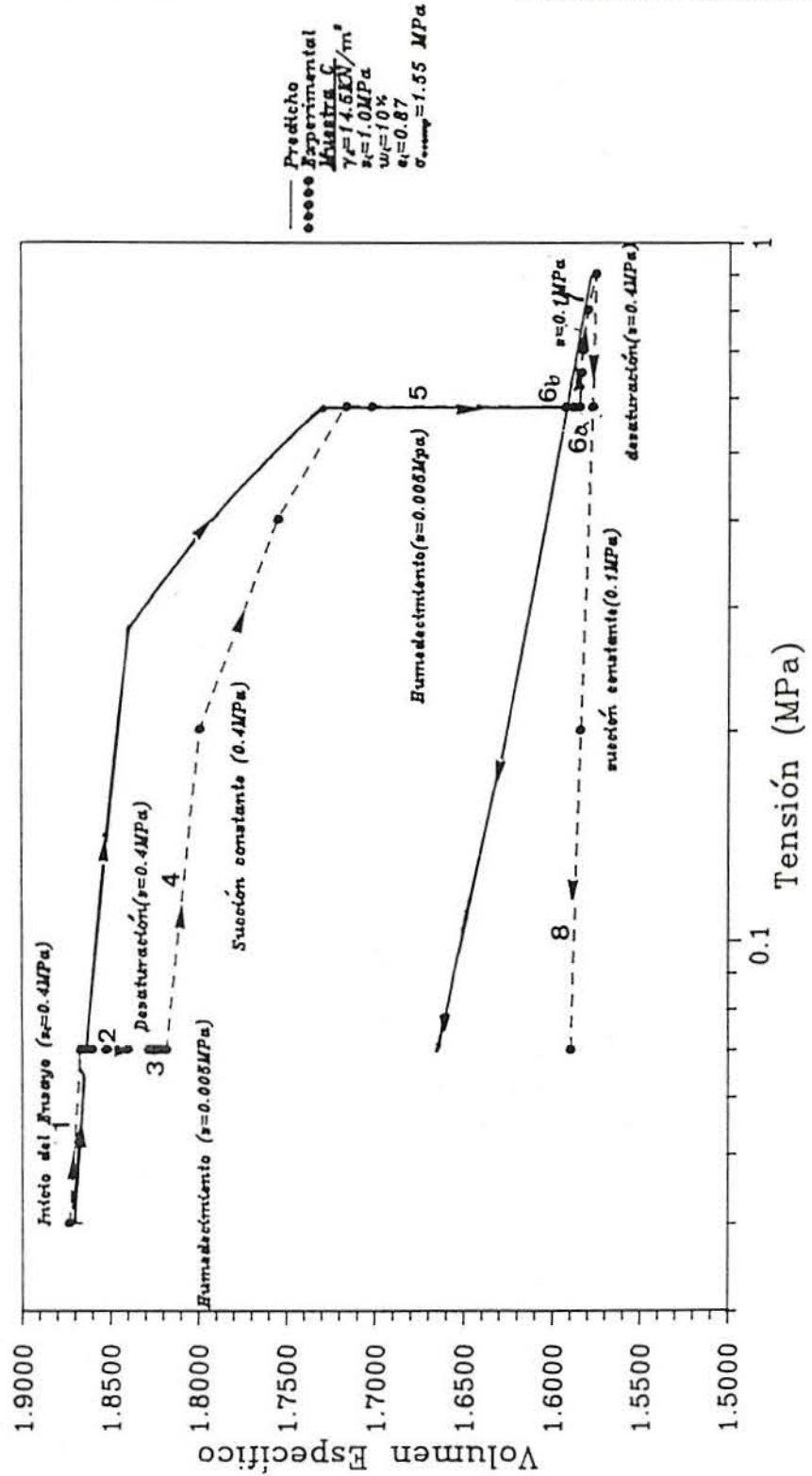


Figura 6.21 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "C" en el plano  $(\log \sigma_v, v)$ .

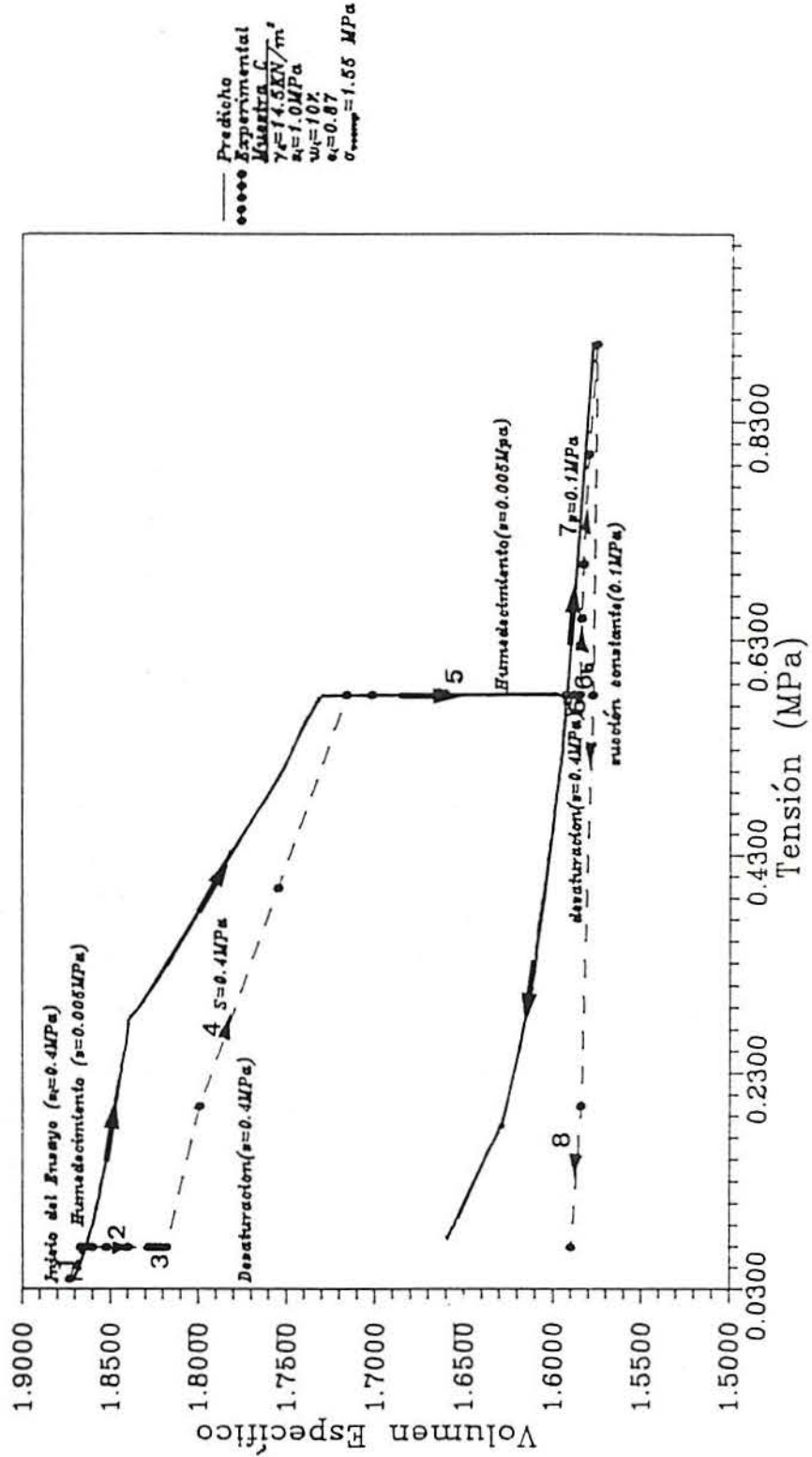


Figura 6.22 - Curva experimental versus curva predicha para la muestra "C" en el plano ( $\sigma_v, v$ ).

### 6.3 - APLICACION DEL MODELO A LOS RESULTADOS DE KASSIFF ET AL (1973)

#### 6.3.1 - Introducción

Kassiff et al (1973) describen una serie de ensayos edométricos con succión controlada utilizando el procedimiento osmótico, mediante una solución de polietilen glycol (Carbowax 20.000). Las deformaciones radiales inducidas fueron nulas durante el ensayo. Las muestras eran compactadas estáticamente con distintos valores de humedad (18%, 20%, 22,5% y 24%) y una densidad seca común de  $15 \text{ kN/m}^3$ . Las muestras, con valores de succión inicial diferentes, eran sometidas a proceso de humedecimiento hasta llegar a succión 0.0 MPa.

La figura 6.23 muestra las trayectorias tensionales seguidas por Kassiff et al (1973) en sus ensayos, y también las superficies de fluencia iniciales estimadas del modelo. Las muestras presentan distintos valores de succión inicial (3 MPa, 2 MPa, 1.5 MPa y 1.3 MPa) y una tensión aplicada común de 0.02 MPa. Como se observa la succión inicial de cada muestra se reduce hasta 0 MPa atravesando la *SD* y manteniendo constante la tensión vertical. Las muestras presentan el fenómeno de hinchamiento. La magnitud de hinchamiento es función de la succión inicial. Cuanto mayor es la succión inicial mayor es la deformación volumétrica microestructural, y consecuentemente mayor es la deformación volumétrica total.

Los parámetros iniciales para definir la posición de las superficies de fluencia están presentados en la tabla 6.16.

$p_o^*$ (MPa)	$s_o$ (MPa)	$s_b$ (MPa)
1.0	3.5	1.0

Tabla 6.16 - Parámetros iniciales escogidos para las superficies de fluencia ( $SI$ ,  $SD$  y  $LC$ ) para la reproducción de los resultados obtenidos por Kassiff et al (1973).

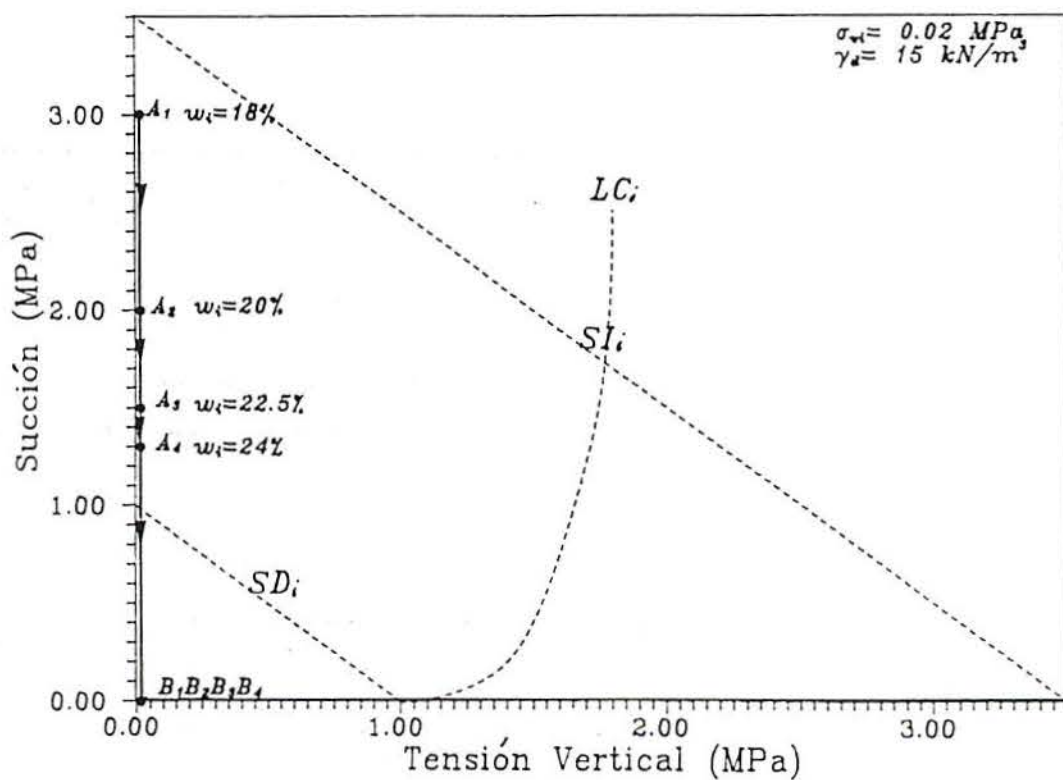


Figura 6.23 - Trayectoria tensional seguida por Kassiff et al (1973) y posición inicial de las superficies de fluencia.

### 6.3.2 - Estado inicial y parámetros del modelo

Las características iniciales del suelo estudiado por Kassiff et al (1973) son :

- \*  $w_i = 18\%$ ; 20%; 22.5% y 24%
- \*  $\gamma_d = 15.0 \text{ kN/m}^3$
- \*  $s_i = 3.0 \text{ MPa}$ ; 2.0 MPa; 1.5 MPa y 1.3 MPa
- \*  $\sigma_{vi} = 0.02 \text{ MPa}$
- \*  $e_i = 0.81$

En ausencia de más informaciones se adoptaron los valores que más correspondan con las características geotécnicas y están presentados en las tablas 6.17, 6.18 y 6.19. Se estimaron los valores de  $n$  igual a 0.4 y  $t$  igual a 1.

$\lambda(o)$	$\kappa$	$\beta(\text{MPa}^{-1})$	$p^c(\text{MPa})$	$r$
0.15	0.032	0.1	0.005	0.75

Tabla 6.17 - Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la reproducción de los resultados obtenidos por Kassiff et al (1973).

$\lambda_s$	$\kappa_s$	$\alpha_m$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	$\beta_m$
0.01	0.05	1.8	0.1

Tabla 6.18 - Parámetros del modelo asociados a cambios de succión ( $SD$ ) para la reproducción de los resultados obtenidos por Kassiff et al (1973).

G (MPa)	M
3.0	1.2

Tabla 6.19 - Parámetros del modelo asociados a la resistencia al corte para la reproducción de los resultados obtenidos por Kassiff et al (1973).

### 6.3.3 - Reproducción de los resultados de Kassiff et al (1973)

La figura 6.24 representa los resultados experimentales para distintos valores de humedad. En la figura 6.25 se presentan los resultados experimentales y los predichos por el modelo.

Las figuras 6.26, 6.27, 6.28 y 6.29 presentan las curvas experimentales para distintas humedades y las del modelo para cada valor de humedad. Para la humedad de 18%, la curva obtenida por el modelo difiere bastante de la curva experimental. Quizá los fuertes hinchamientos inducen un cambio importante en la microestructura de suelo que el modelo no es capaz de tener en cuenta. Sin embargo, para las humedades de 20%, 22.5% y 24% , las curvas del modelo se ajustan muy bien a las curvas experimentales.

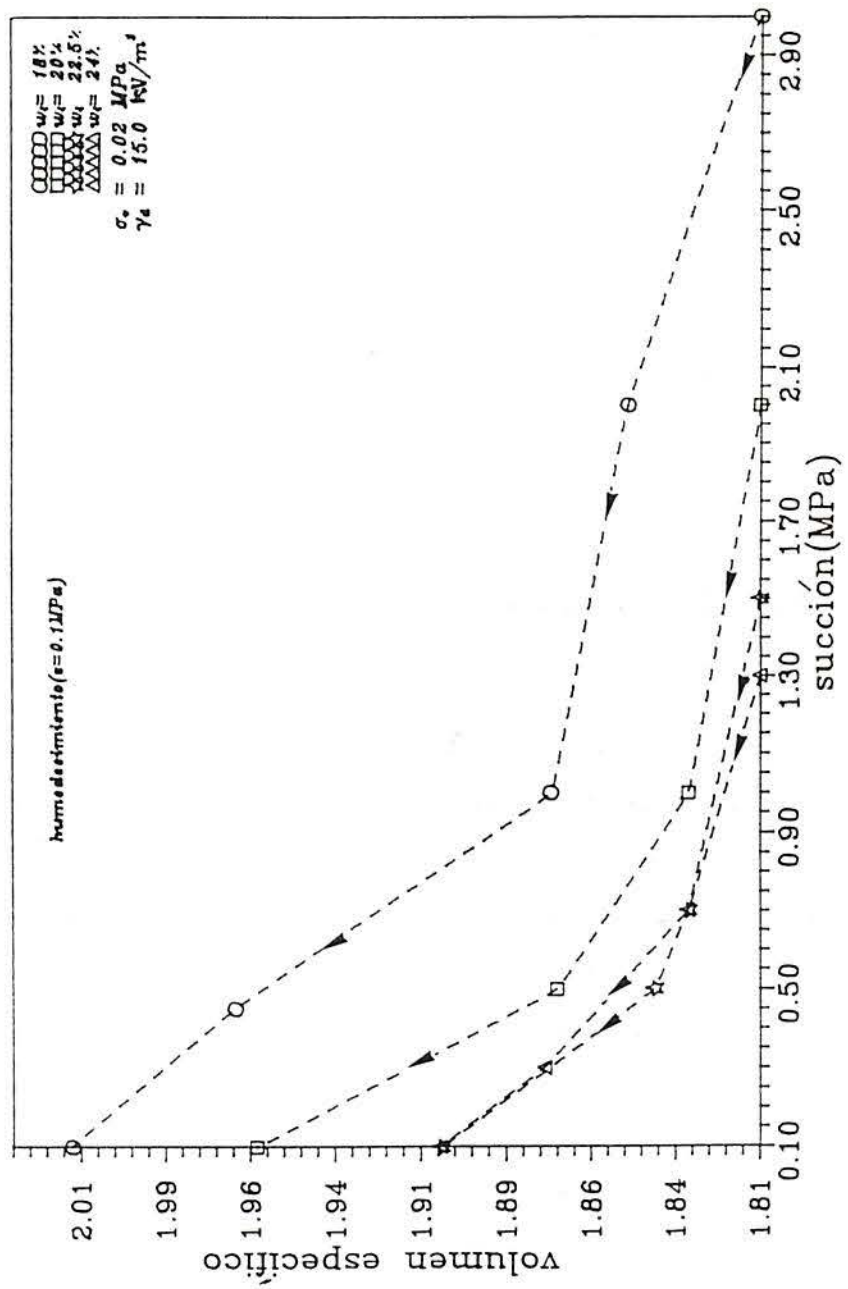


Figura 6.24 - Resultados experimentales obtenidos por Kassiff (1973) en el plano ( $s, v$ ).

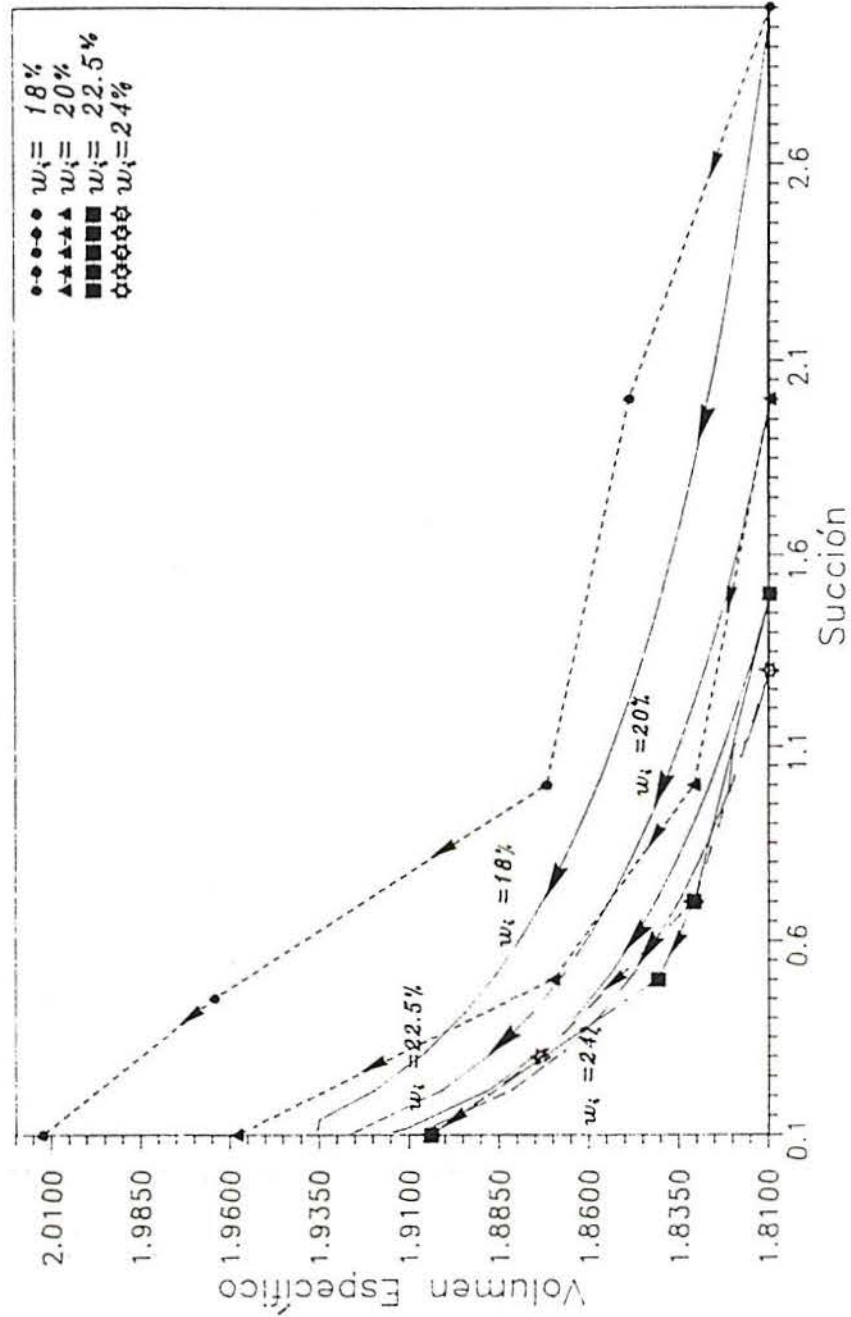


Figura 6.25 - Curvas experimentales de Kassiff et al (1973) y curvas predichas por el modelo para distintos valores de humedad inicial.



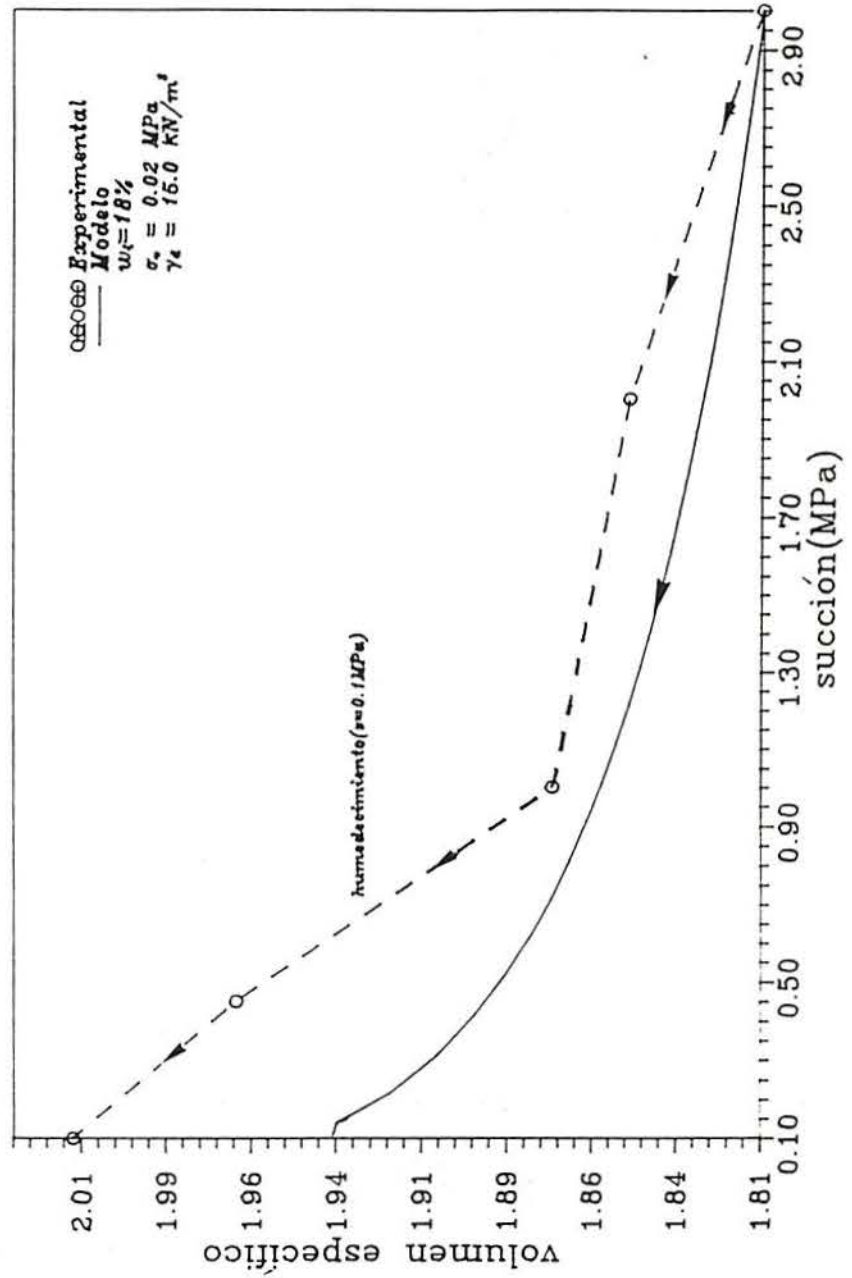


Figura 6.26 - Curva experimental de Kassiff et al (1973) y curva predicha por el modelo para humedad inicial de 18%.

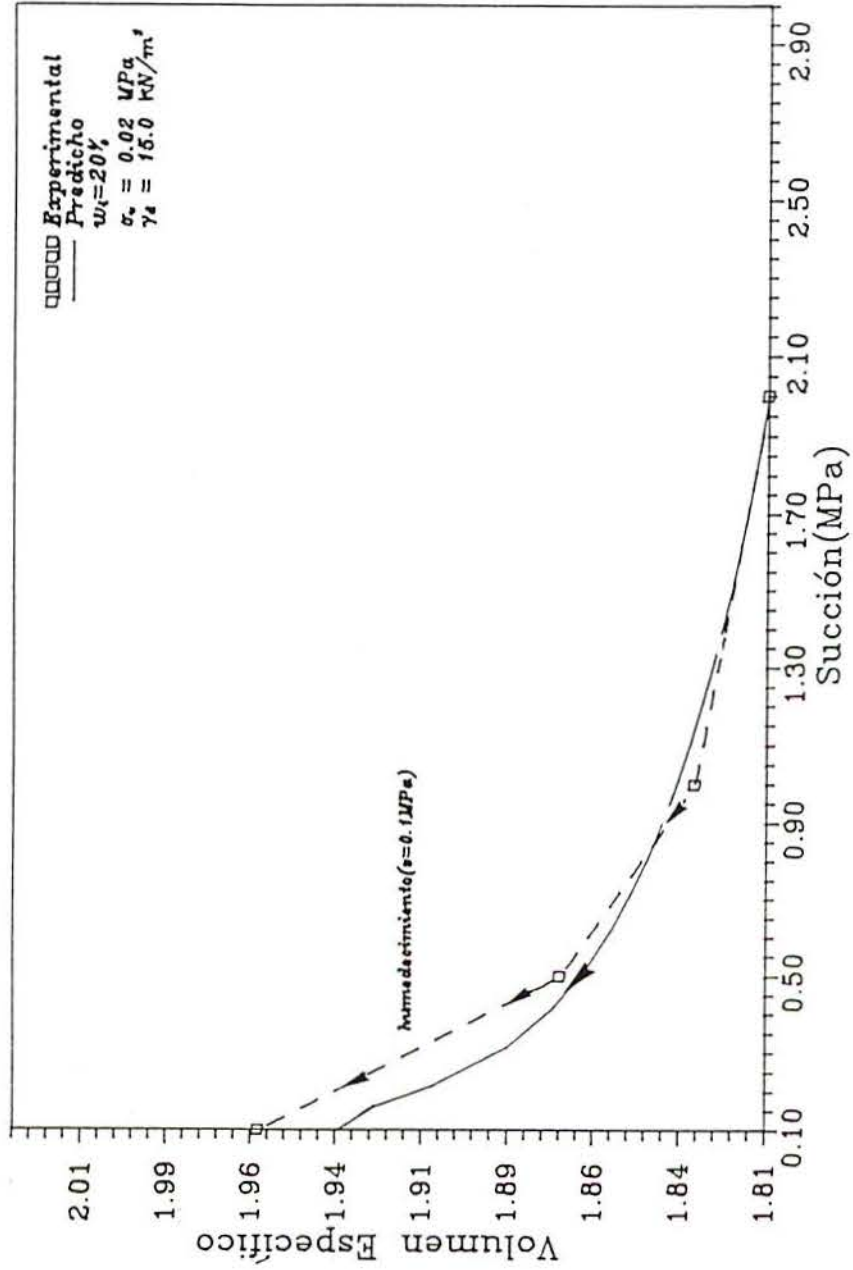


Figura 6.27 - Curva experimental de Kassiff et al (1973) y curva predicha por el modelo para humedad inicial de 20%.

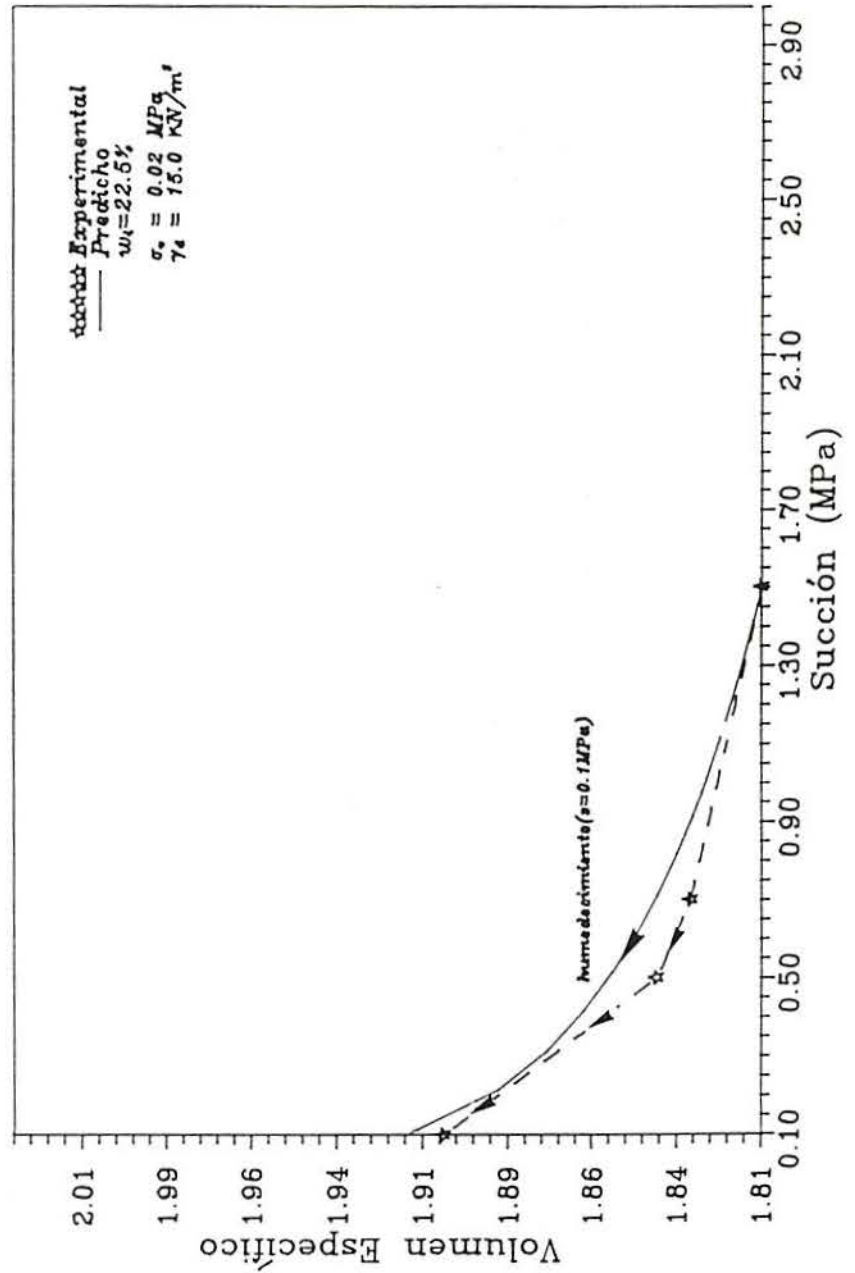


Figura 6.28 - Curva experimental de Kassiff et al (1973) y curva predicha por el modelo para humedad inicial de 22.5%.

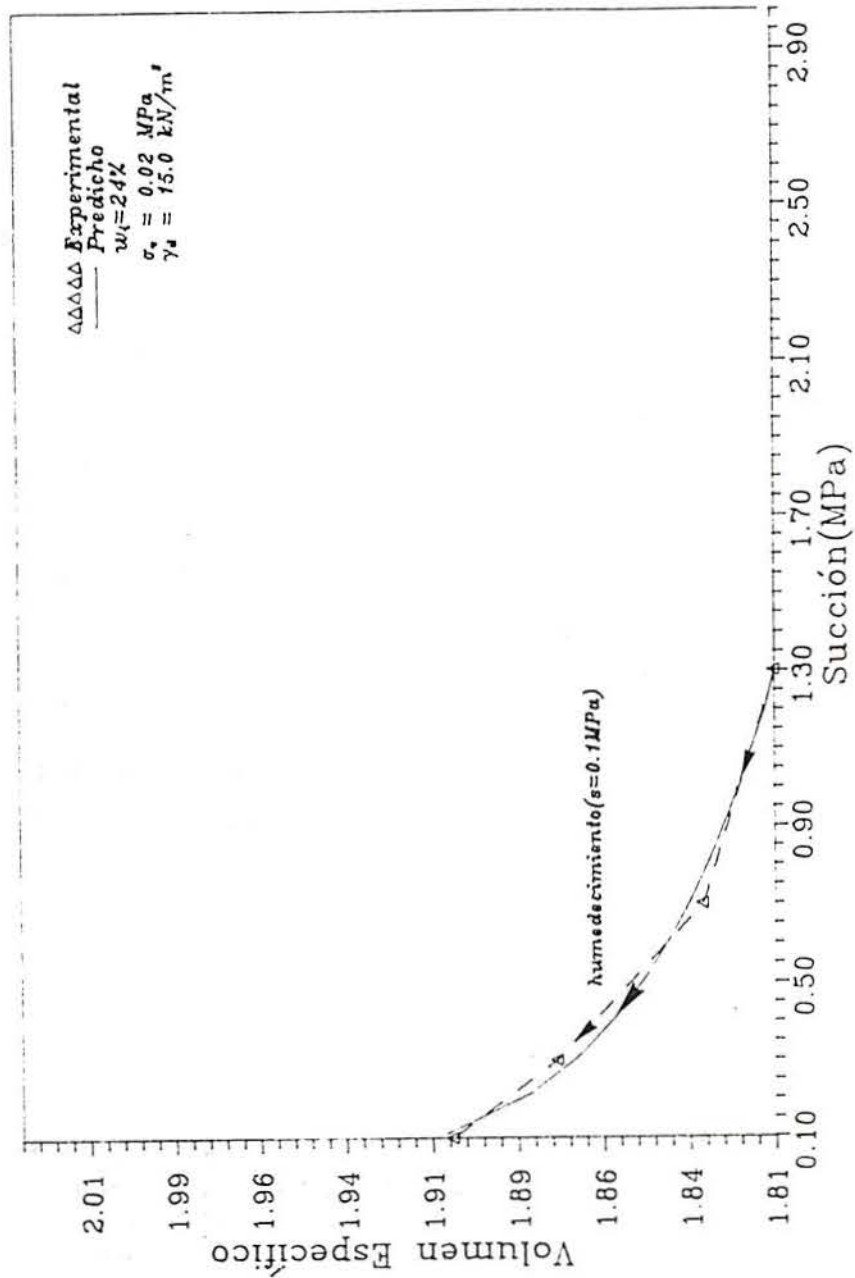


Figura 6.29 - Curva experimental de Kassiff et al (1973) y curva predicha por el modelo para humedad inicial de 24%.

## 6.4 - APLICACION DEL MODELO A LOS RESULTADOS DE CHU Y MOU (1973)

### 6.4.1 - Introducción

Chu y Mou (1973) ensayaron en edómetros con control de la succión una arcilla expansiva originaria de noreste de Tejas (USA). Las muestras fueron preparadas mediante un proceso de compactación dinámica. Inicialmente, el suelo es sometido a una reducción de la succión de un valor de 0.037 MPa hasta 0.0 MPa. Posteriormente se aplican ciclos sucesivos de aumento y reducción de la succión de 0.037 MPa hasta 0.0 MPa. En el primer tramo de reducción y aumento de la succión se observa una deformación muy superior a los demás tramos (figura 6.30). Esas deformaciones están representadas en el plano  $(s,v)$ .

La trayectoria tensional seguida en este caso está representada en la figura 6.31 y también la posición estimadas de las superficies de fluencia. Los parámetros que definen la posición de las superficies de fluencia están expresos en la tabla 6.20.

$p_o^*$ (MPa)	$s_o$ (MPa)	$s_b$ (MPa)
0.02	0.05	0.02

Tabla 6.20 - Parámetros iniciales escogidos para las superficies de fluencia para la reproducción de los resultados obtenidos por Chu y Mou (1973).

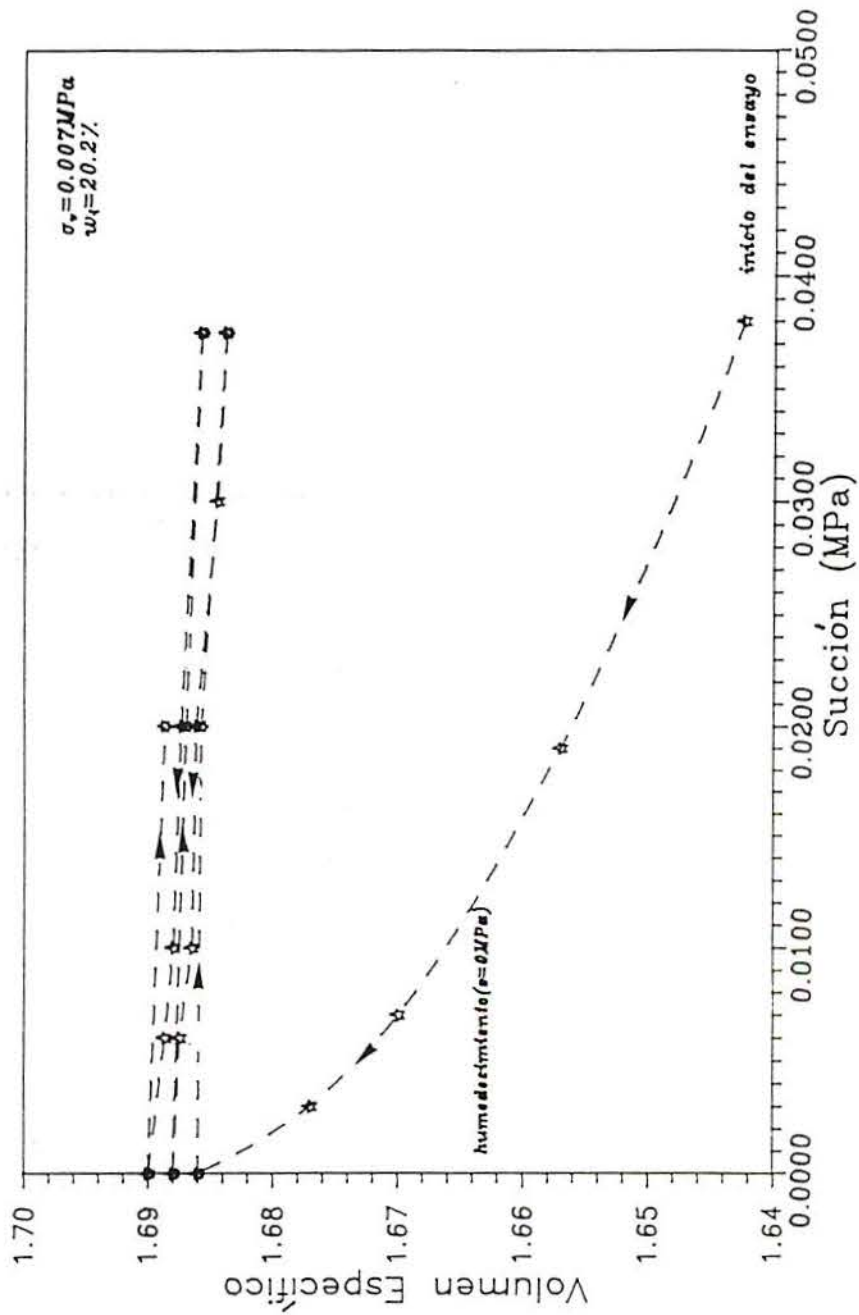


Figura 6.30 - Resultados experimentales obtenidos por Chu y Mou (1973).

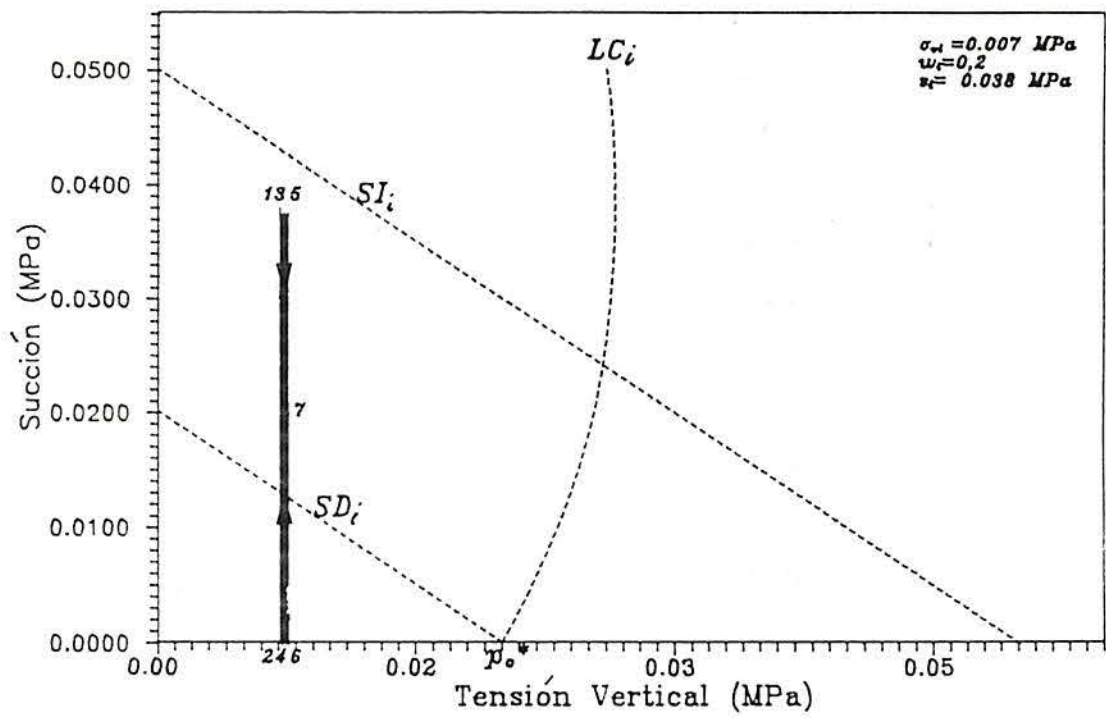


Figura 6.31 - Trayectoria tensional seguida por Chu y Mou (1973) y posición inicial de las superficies de fluencia.

### 6.4.2 - Estado inicial y parámetros del modelo

Las características básicas de la arcilla expansiva ensayada por Chu y Mou (1973) se resumen a continuación.

#### *Estado inicial y características geotécnicas:*

- \* Limite líquido = 62.5 %
- \* Indice de plasticidad = 37.2%
- \* Limite de retracción = 15.6 %
- \* Clasificación según Casagrande = CH
- \* % más fino que 0.002mm = 50
- \* % más fino que 0.001mm = 36
- \* Peso específico de las partículas sólidas = 27.5 kN/m<sup>3</sup>
- \* Humedad inicial = 20.2 %
- \* Succión inicial = 0.038 MPa
- \*  $\sigma_{vi}$  = 0.02 MPa
  
- \*  $e_i$  = 0.642

A continuación se presentan los criterios utilizados para determinar los valores de los parámetros del modelo.

El criterio para definir los parámetros relacionados con las variaciones de tensión son:

En ausencia de informaciones más detalladas se han estimado los parámetros  $\lambda(o)$ ,  $\kappa$ ,  $\beta$  y  $r$ , de acuerdo con las características del suelo arcilloso expansivo, como se puede observar en la tabla 6.21. El valor de  $\lambda(o)$  fue estimado utilizando la relación semi empírica de Atkinson y Bransby (1978) [  $\lambda(o) = (Ip \cdot \gamma_s) / (2 \cdot \gamma_w \cdot \ln 10)$  ]. Dentro del intervalo elástico se adoptó el valor  $\kappa = \lambda(o)/10$ .



Los parámetros asociados con las variaciones de la succión se resumen a continuación.

La deformación volumétrica  $\epsilon_{vM}^p$  es mucho mayor que la deformación volumétrica  $\epsilon_{vm}$ , como se observa en la figura 6.30. Por lo tanto se ha escogido un valor elevado de  $n=5$  y  $t= 0.01$ . También se han estimado valores pequeños de  $\alpha_m$  y  $\beta_m$  para definir la deformación volumétrica microestructural como se aprecia en la tabla 6.22.

De acuerdo con el valor de índice de plasticidad (Lupini et al, 1981) se consideró un ángulo de fricción de  $27^\circ$  y se estimó un valor de  $G$  igual a 1.0 MPa en función de la densidad del suelo ensayado (tabla 6.23).

$\lambda(o)$	$\kappa$	$\beta(\text{MPa}^{-1})$	$p^c(\text{MPa})$	$r$
0.22	0.11	0.1	0.005	0.75

Tabla 6.21 - Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la reproducción de los resultados obtenidos por Chu y Mou (1973).

$\kappa_s$	$\alpha_m$ ( $\text{MPa}^{-1}$ )	$\beta_m$
0.045	1.5	0.1

Tabla 6.22 - Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión ( $SD$ ) para la reproducción de los resultados obtenidos por Chu y Mou (1973).

G(MPa)	M
1.0	1.2

Tabla 6.23 - Parámetros del modelo asociados a la resistencia al corte para la reproducción de los resultados obtenidos por Chu y Mou (1973).

#### 6.4.3 - Reproducción de los resultados de Chu y Mou (1973)

La figura 6.32 presenta la curva de hinchamiento en el plano (v,s) de succión y volumen específico. Se observan que en los tramos de secado y humedecimiento después del primero ciclo, los cambios de volumen específico son pequeños. El modelo no está diseñado para reproducir deformaciones acumuladas en ciclos de humedecimiento.

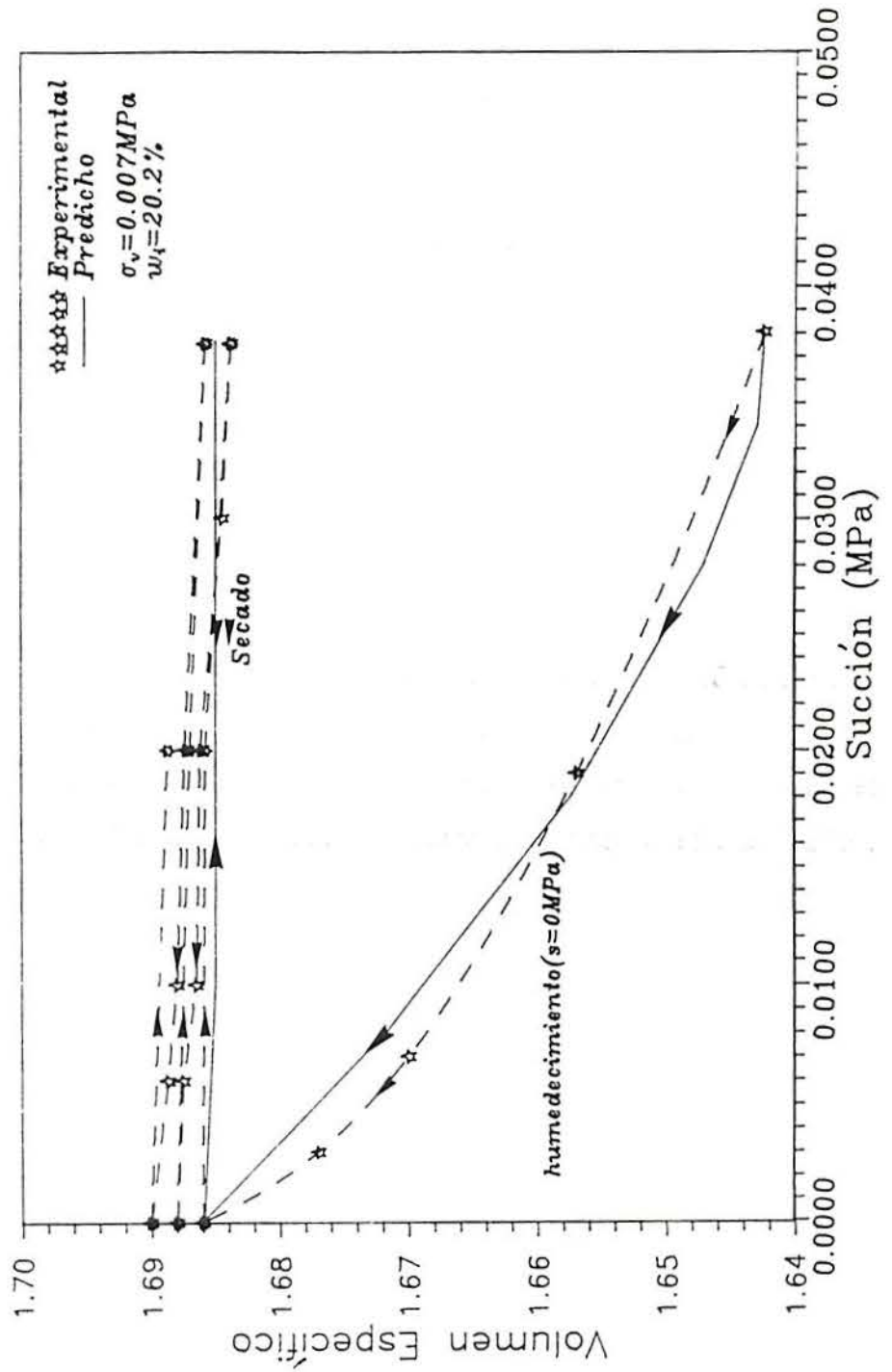


Figura 6.32 - Curva experimental de Chu y Mou (1973) versus curva predicha por el modelo en el plano (s,v).

## 6.5 - APLICACION DEL MODELO A LOS RESULTADOS DE POUSADA (1984)

## 6.5.1 - Introducción

Pousada (1984) realizó ensayos edométricos con succión controlada utilizando las células de Escario (1973). Las muestras ensayadas fueron preparadas por compactación estática, con peso específico seco igual a  $13.4 \text{ kN/m}^3$  y humedad de 24%. Las muestras se sitúan en la rama seca de la curva de compactación, próximos a valores óptimos. El suelo empleado es la misma arcilla gris de Madrid utilizada en el presente trabajo.

La trayectoria tensional seguida y las posiciones estimadas de las superficies de fluencia están representada en la figura 6.33. Todas las muestras son sometidas a ciclos de humedecimiento y secado para una tensión vertical constante, con una succión inicial de 1.7 MPa. Para la aplicación del modelo se ha considerado solamente el primer tramo de secado y humedecimiento. Todavía, el modelo no reproduce las deformaciones acumuladas de ciclos de humedecimiento como se comentó en el apartado anterior.

En la tabla 6.24 presentase los parámetros que definen la posición de las superficies de fluencia.

$p_o^*$ (MPa)	$s_o$ (MPa)	$s_b$ (MPa)
0.50	2.0	1.0

Tabla 6.24 - Parámetros iniciales referentes a posición de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por Pousada (1984).

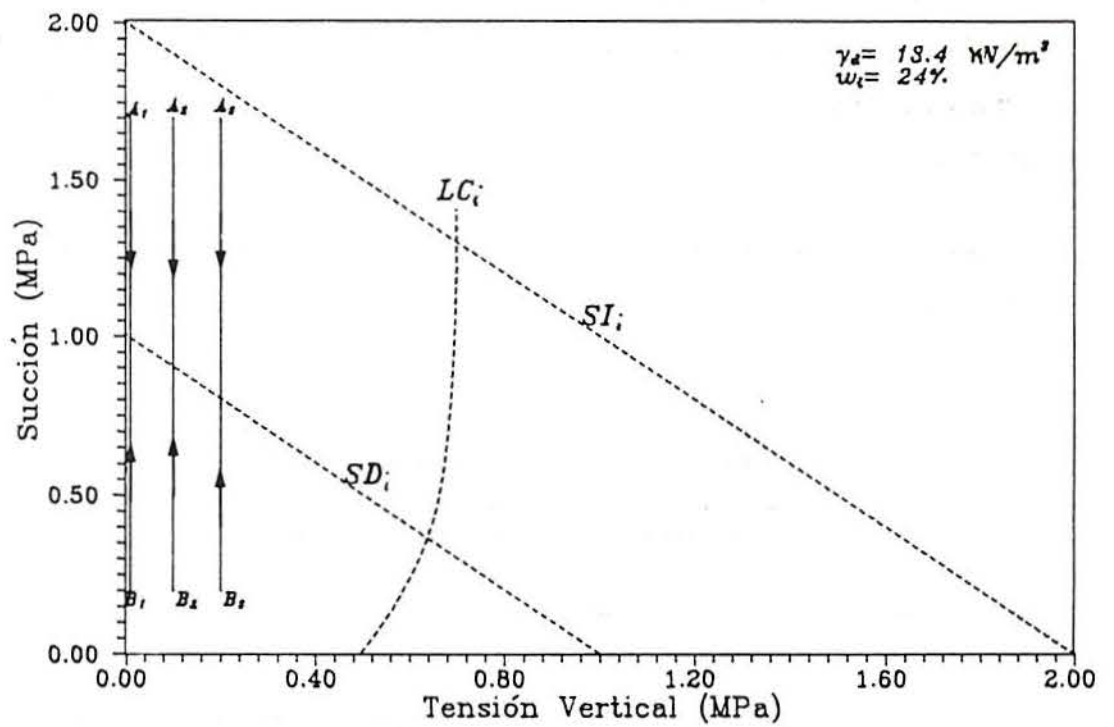


Figura 6.33 - Trayectoria tensional seguida por Pousada (1984) y la posición inicial de las superficies de fluencia.

## 6.5.2 - Estado Inicial y Parámetros del Modelo

Las características geotécnicas fueron obtenidas en el trabajo de Pousada (1984).

*Estado inicial y características geotécnicas:*

- \* Limite líquido = 71 %
- \* Indice de plasticidad = 35%
- \* Limite de retracción = 22%
- \* Clasificación según Casagrande = CH
- \* Peso específico de las partículas sólidas = 27.2 kN/m<sup>3</sup>
- \* Humedad inicial = 24 %
- \* Succión inicial = 1.7 MPa
- \*  $\sigma_{vi}$  = 0.01 MPa; 0.1 MPa y 0.2 MPa
- \*  $\gamma_d$  = 13.4 kN/m<sup>3</sup>
- \*  $e_i$  = 1.02

Los parámetros asociados a variaciones de  $\sigma_v$  están presentados en la tabla 6.25.

Los valores de n y t fueron de 0.55 y 0.5 respectivamente.

$\lambda(o)$	$\kappa$	$\beta(\text{MPa}^{-1})$	$p^c(\text{MPa})$	r
0.35	0.001	0.1	0.005	0.75

Tabla 6.25 - Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la reproducción de los resultados obtenidos por Pousada (1984).

Los parámetros asociados a variaciones de succiones están presentados en la tabla 6.26.

$\kappa_s$	$\alpha_m$ (MPa <sup>-1</sup> )	$\beta_m$
0.009	0.02	0.018

Tabla 6.26. - Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por Pousada (1984).

Los parámetros asociados a la resistencia de corte se muestran en la tabla 6.27. Los valores de G y M son idénticos a los utilizados por el presente trabajo.

G(MPa)	M
3.3	0.82

Tabla 6.27. - Parámetros del modelo asociados a la resistencia al corte para la reproducción de los resultados obtenidos por Pousada (1984).

### 6.5.3 - Reproducción de los resultados de Pousada (1984)

La figura 6.34 presenta los resultados experimentales obtenidos por Pousada (1984), considerando solamente el primer ciclo de humedecimiento y secado.

La figura 6.35 presenta el conjuntos de resultados experimentales y predichos para diferentes cargas para el primer ciclo.

Las figura 6.36, 6.37 y 6.38 muestran los resultados experimentales comparadas con los predichos por el modelo para cada tensión vertical.

Las curvas obtenidas por el modelo se ajustan bien a las curvas experimentales de Pousada (1984) para cualquier valor de tensión (0.01 MPa, 0.1 MPa y 0.2 MPa).



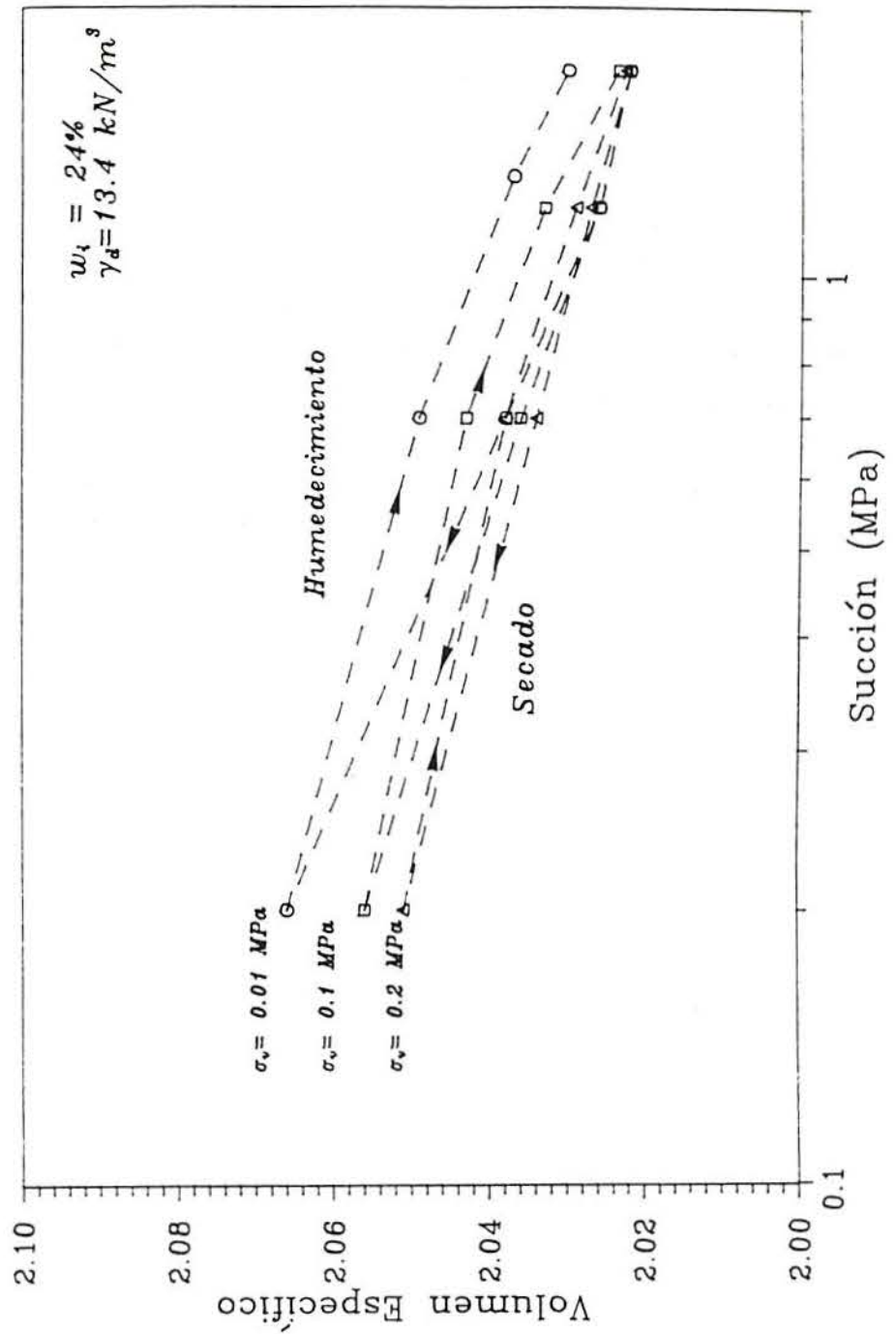


Figura 6.34 - Resultados experimentales obtenidos por Pousada (1984) representados en el plano (s,v).

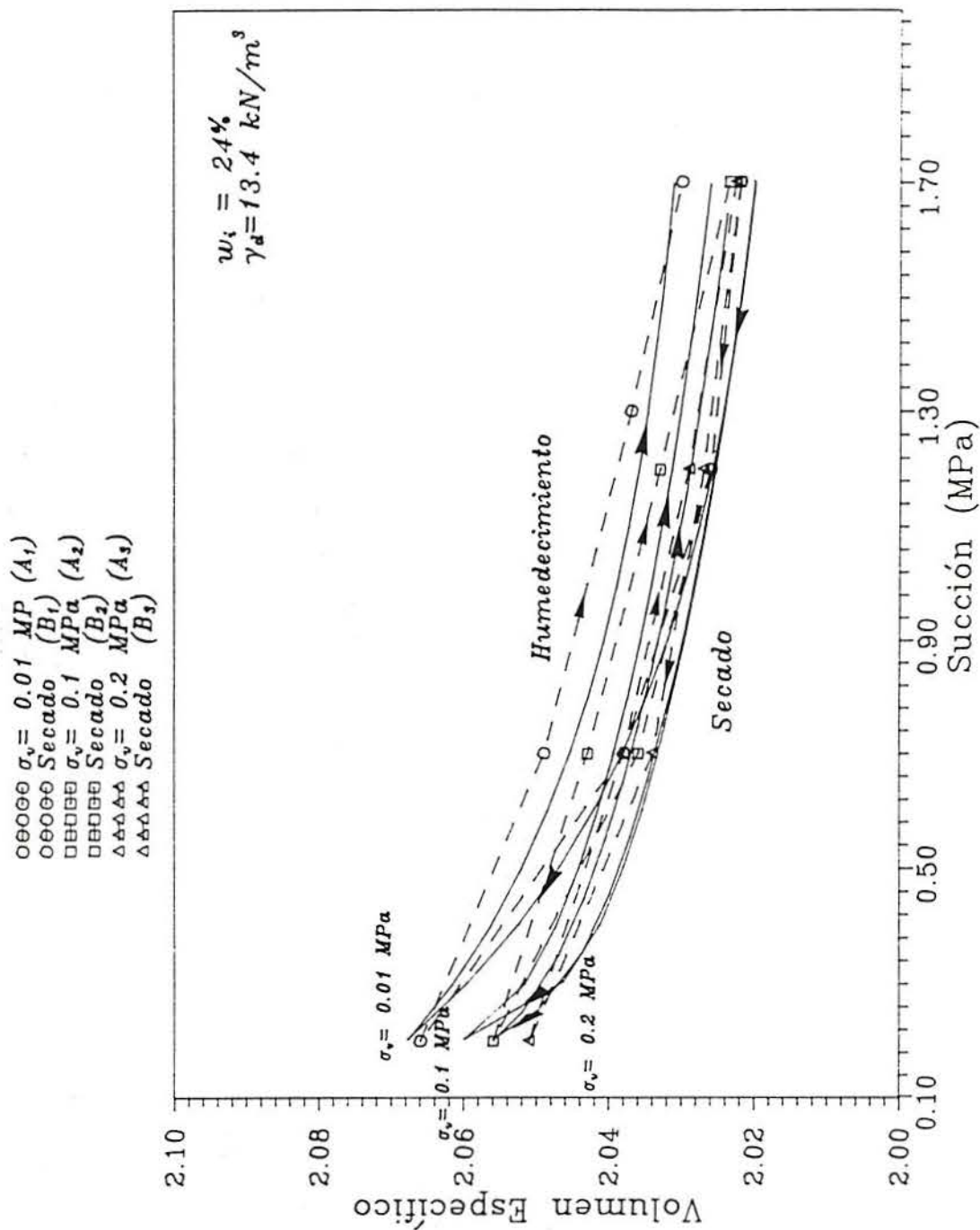


Figura 6.35 - Curvas experimentales y curvas predichas por el modelo para distintos valores de tensión vertical en el plano ( $s,v$ ).

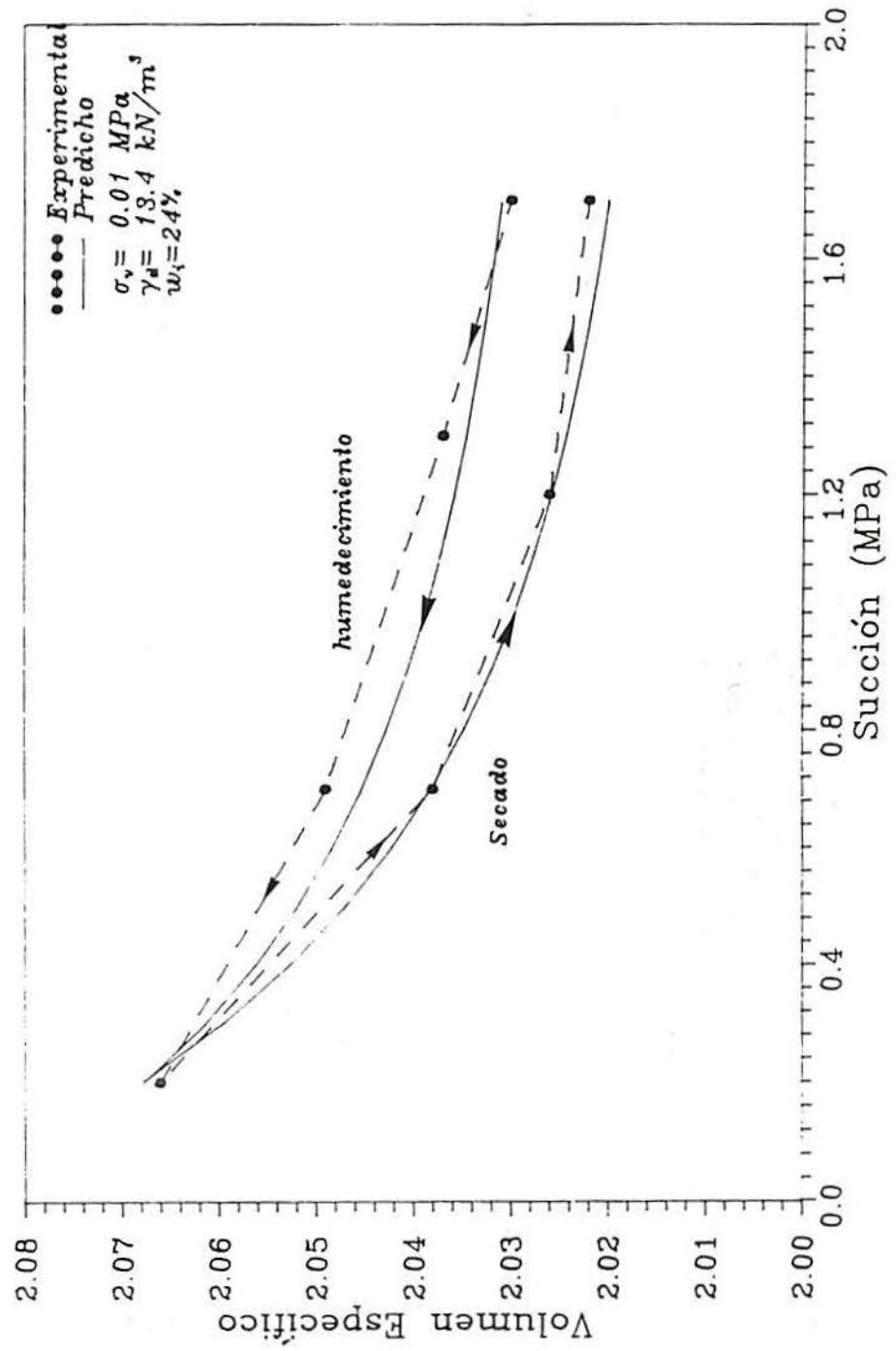


Figura 6.36 - Curva experimental de Pousada (1984) y curva predicha para la tensión vertical de 0.01 MPa.

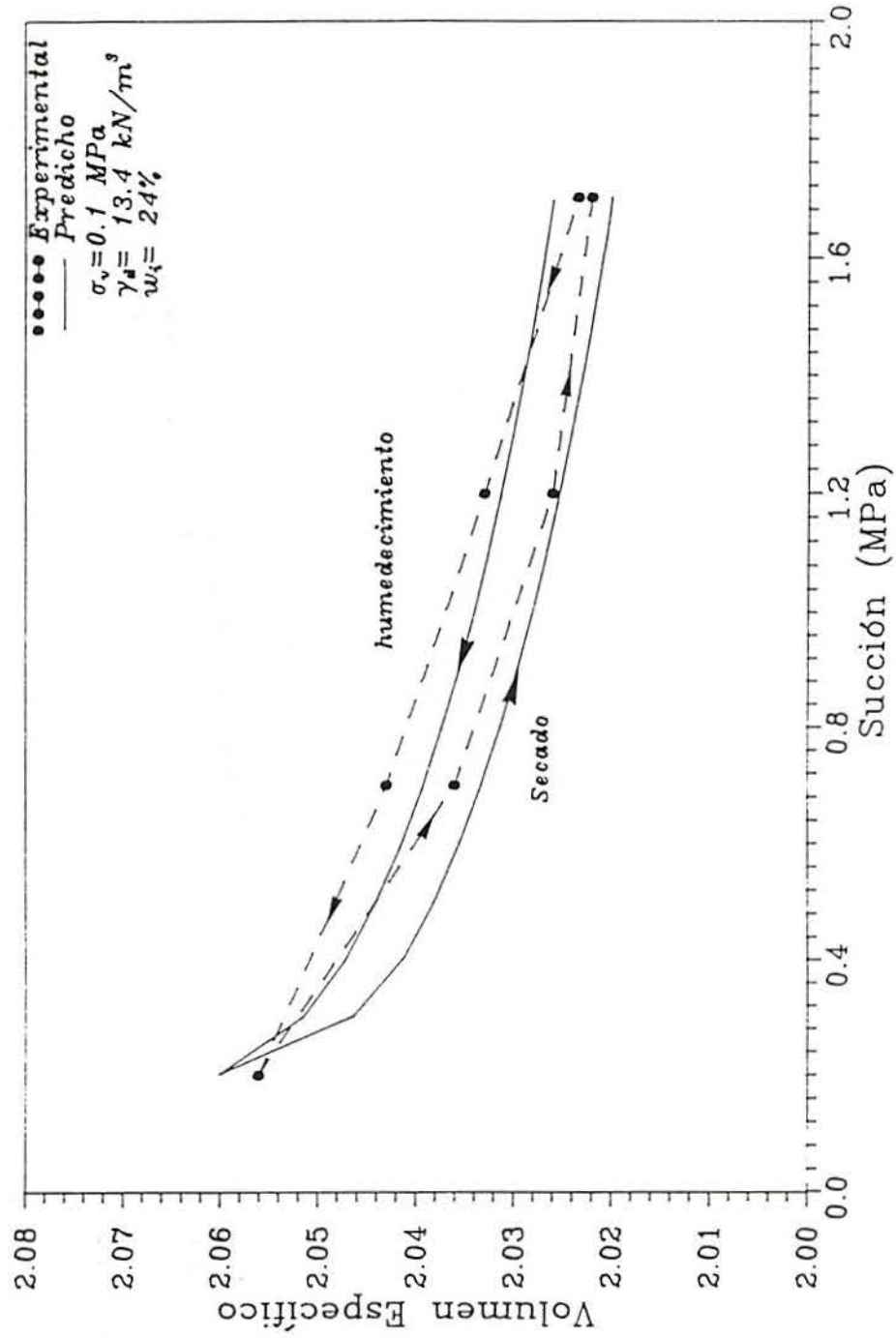


Figura 6.37 - Curva experimental de Pousada (1984) y curva predicha para la tensión vertical de 0.1 MPa.

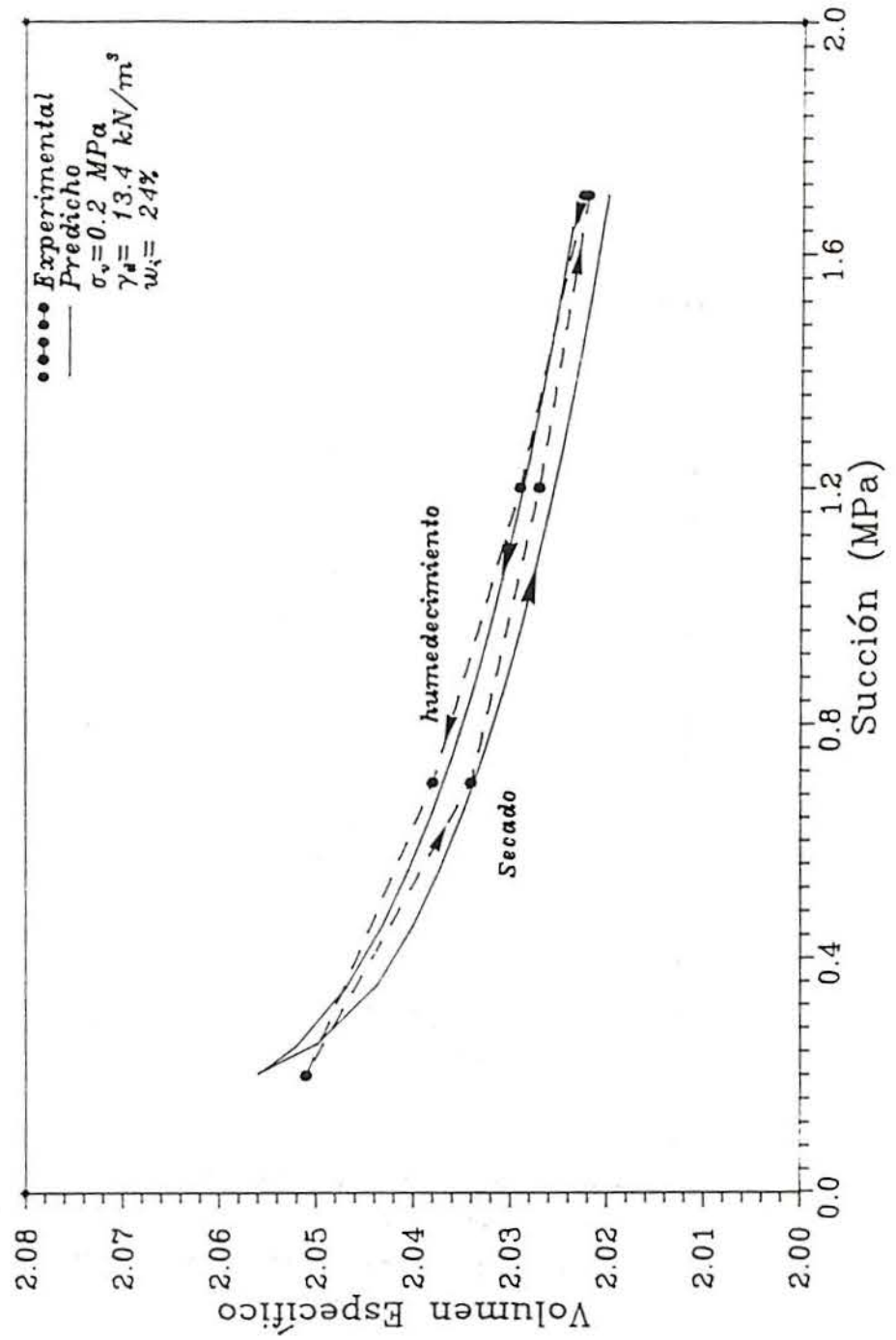


Figura 6.38 - Curva experimental de Pousada (1984) y curva predicha para la tensión vertical de 0.2 MPa.

## 6.6- APLICACION DEL MODELO A LOS RESULTADOS DE JUSTO ET AL (1984)

### 6.6.1. Introducción

El suelo empleado por Justo et al (1984) se trata de una arcilla del Mioceno con tonos verdosos y algunas vetas oxidadas, procedentes de la Paz de Arahal (Sevilla). Las muestras se compactaron estáticamente y fueron ensayadas en edómetros convencionales. Las muestras eran sometidas a saturación con diferentes valores de tensión inicial y posterior incrementos de la tensión hasta 1 MPa manteniendo la succión cero (0.0 MPa). La trayectoria tensional seguida y las posiciones estimadas de las superficies de fluencia están dibujadas en la figura 6.39.

Los parámetros iniciales de las superficies de fluencia se indican en la tabla 6.28.

$p_o^*$ (MPa)	$s_o$ (MPa)	$s_b$ (MPa)
0.2	1.3	0.1

Tabla 6.28 - Parámetros iniciales referentes a la posición inicial de las superficies de fluencia (*LC*, *SI* y *SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por Justo et al (1984).

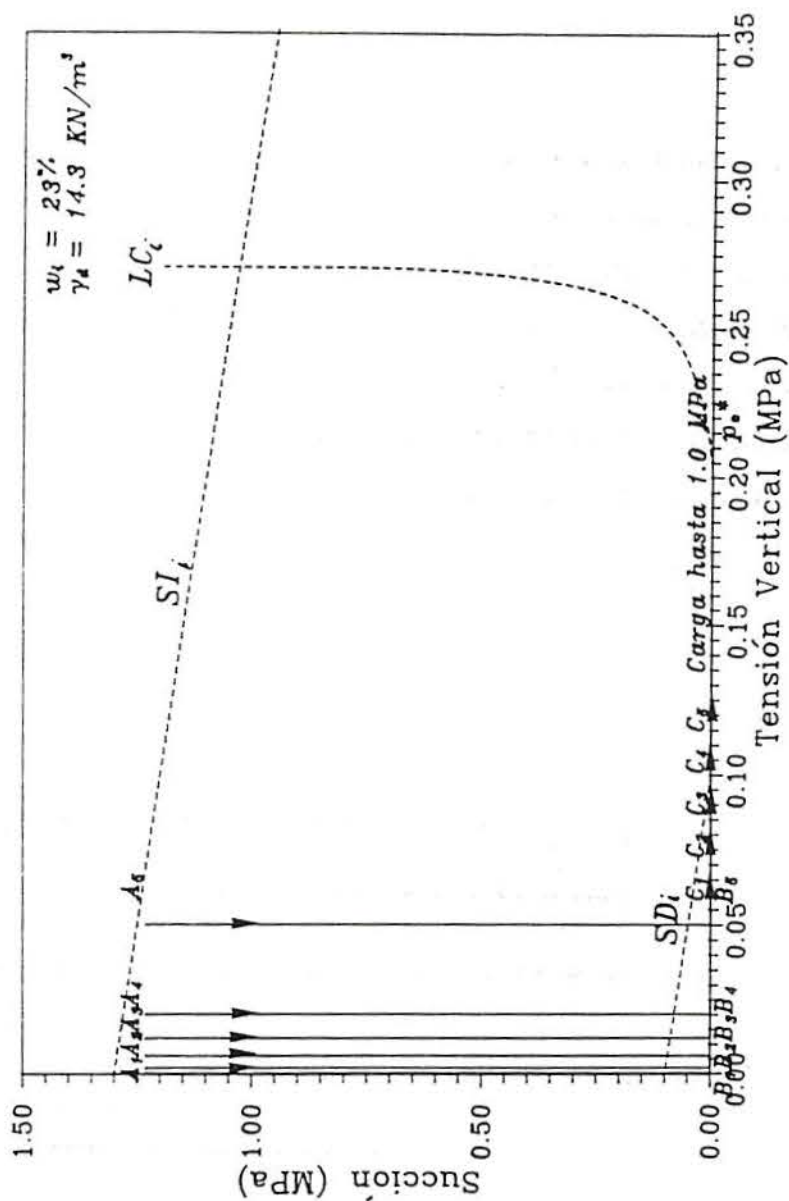


Figura 6.39 - Trayectoria tensional seguida por Justo el al (1984) y posiciones iniciales de las superficies de fluencia.

6.6.2 - Estado inicial y parámetros del modelo

Las características de las muestras están presentadas en continuación:

*Estado inicial y características geotécnicas:*

- \* Limite líquido = 75 %
- \* Indice de plasticidad = 31%
- \* Limite de retracción = 44%
- \* Clasificación según Casagrande = CH
- \* Peso específico de las partículas sólidas = 27.3 kN/m<sup>3</sup>
- \* Humedad inicial = 23 %
- \* Succión inicial = 1.23 MPa
- \*  $\sigma_{vi}$  = 0.006 MPa
- \*  $\gamma_d$  = 14.3 kN/m<sup>3</sup>
- \*  $e_i$  = 0.91

Los parámetros del modelo asociadas a variaciones de  $\sigma_v$ , a la resistencia de corte están expresos en las tablas 6.29, 6.30 y 6.31 respectivamente.  $\lambda$  (o) fue estimado a través de la relación empírica presentado por Atkinson y Bransby (1978) y  $\kappa$  se consideró 1/10 del valor de  $\lambda$  (o). Los valores de n y t adoptados fueron 0.5 y 0.1.

El ángulo de fricción de 30° fue estimado mediante el valor de índice de plasticidad de acuerdo con los autores Lupini et al (1981) debido a falta de informaciones sobre los parámetros.

$\lambda(o)$	$\kappa$	$\beta(\text{MPa}^{-1})$	$p^c(\text{MPa})$	r
0.18	0.09	0.1	0.005	0.95

Tabla 6.29 - Parámetros del modelo asociados a variaciones en  $\sigma_v$  para la reproducción de los resultados obtenidos por Justo et al (1984).



$\kappa_s$	$\alpha_m$ (MPa <sup>-1</sup> )	$\beta_m$
0.001	0.4	0.25

Tabla 6.30 - Parámetros del modelo asociados a cambios de la succión (*SD*) para la reproducción de los resultados obtenidos por Justo et al (1984).

G(MPa)	M
3.0	1.2

Tabla 6.31 - Parámetros del modelo asociados a la resistencia al corte para la reproducción de los resultados obtenidos por Justo et al (1984).

### 6.6.3 - Reproducción de los resultados de Justo et al (1984)

En las figuras 6.40 y 6.41 se presentan los resultados experimentales obtenidos por Justo et al. (1984) representados en el plano ( $\sigma_v, v$ ) y los predichos por el modelo para diferentes tensiones verticales respectivamente.

En las figuras 6.42, 6.43, 6.44, 6.45 y 6.46 muéstrense las curvas experimentales y las del modelo para tensiones verticales de 0.002 MPa, 0.006 MPa, 0.012 MPa, 0.02 MPa y 0.05 MPa respectivamente. Se aprecia que las curvas del modelo se ajustan a las curvas experimentales para cualquier valor de la tensión vertical en el tramo de

saturation. En el tramo de incrementos de la tensión vertical, las curvas del modelo presentan colapsos menores que las experimentales excepto para la tensión de 0.002 MPa.

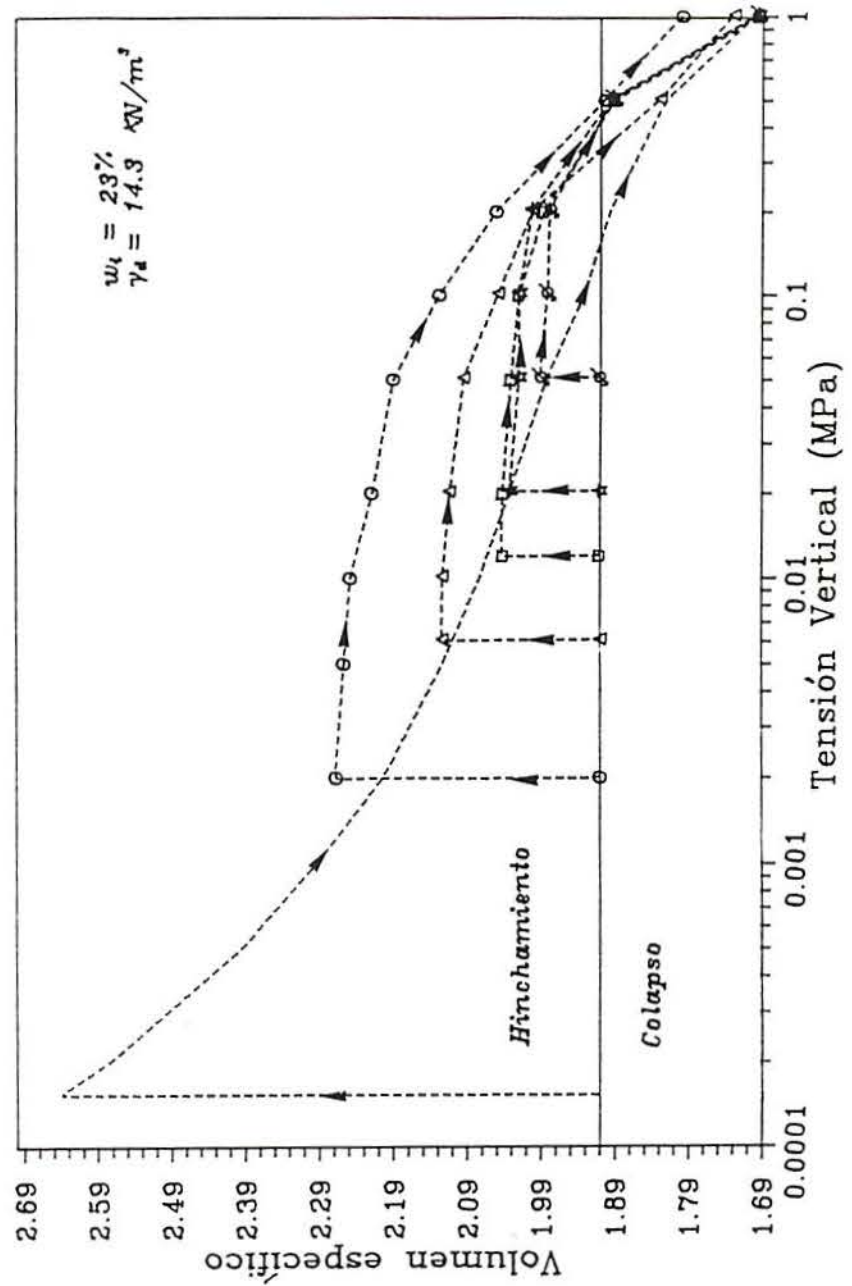


Figura 6.40 - Resultados experimentales obtenidos por Justo et al (1984) dibujadas en el plano  $(s, v)$ .

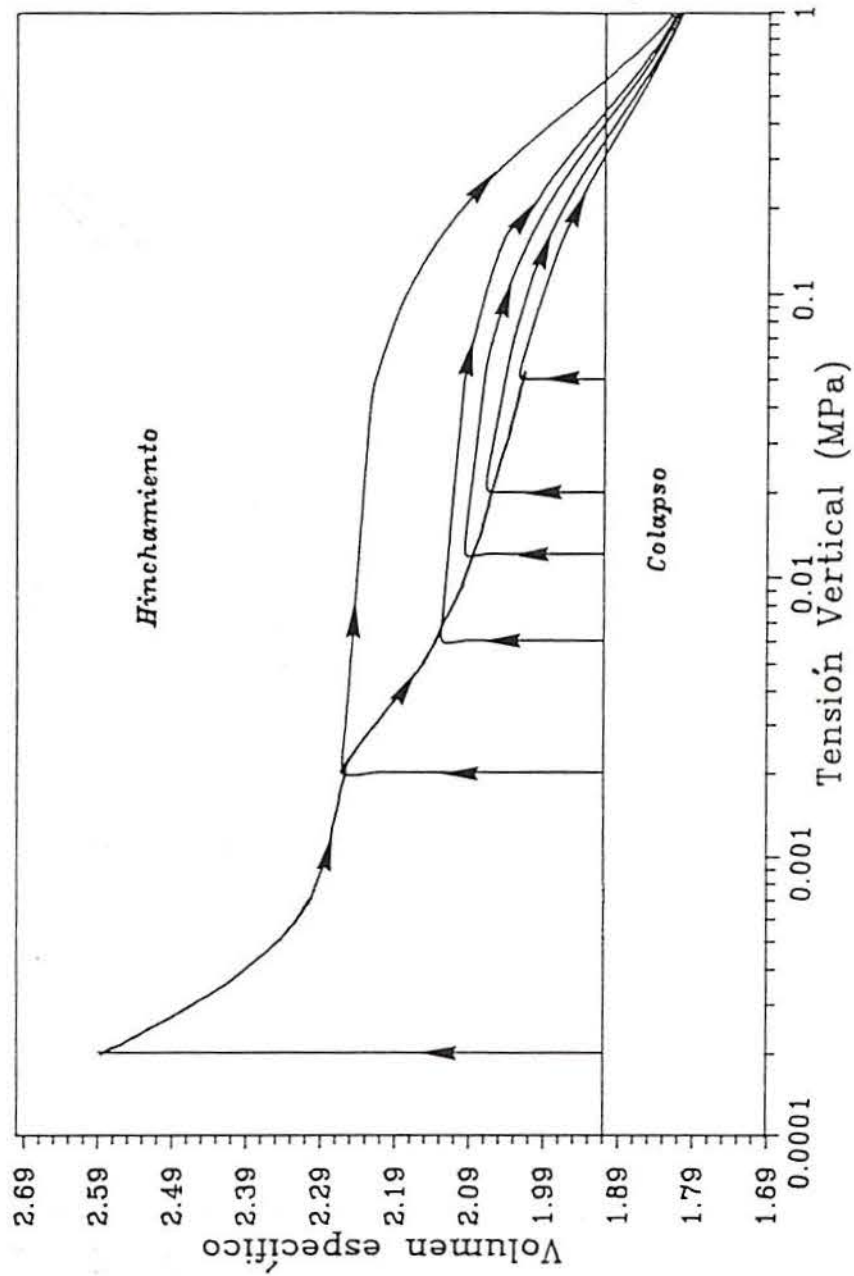


Figura 6.41 - Curvas predichas por el modelo para distintos valores de tensión vertical para los ensayos de Justo et al (1984).

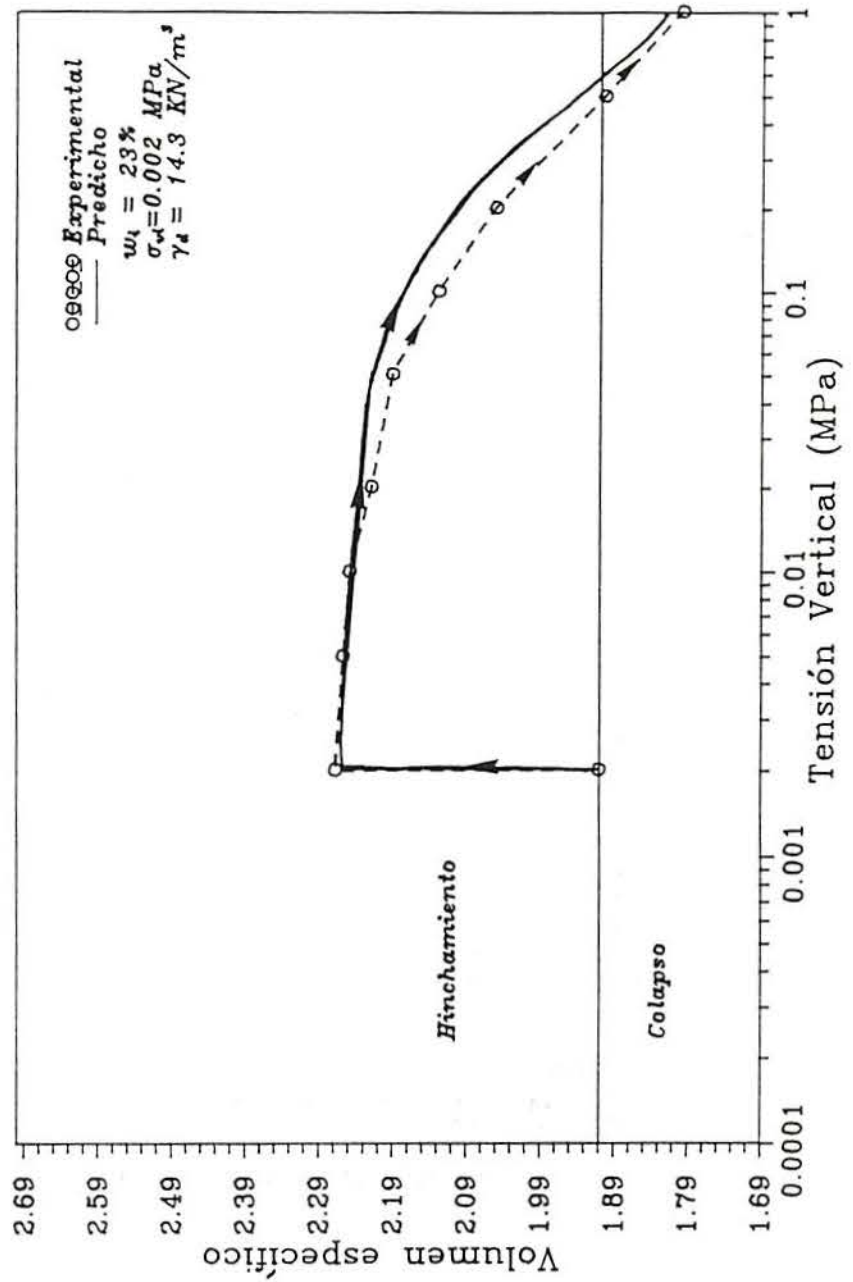


Figura 6.42 - Curva experimental de Justo et al (1984) y curva predicha por el modelo para una tensión vertical de 0.002 MPa.

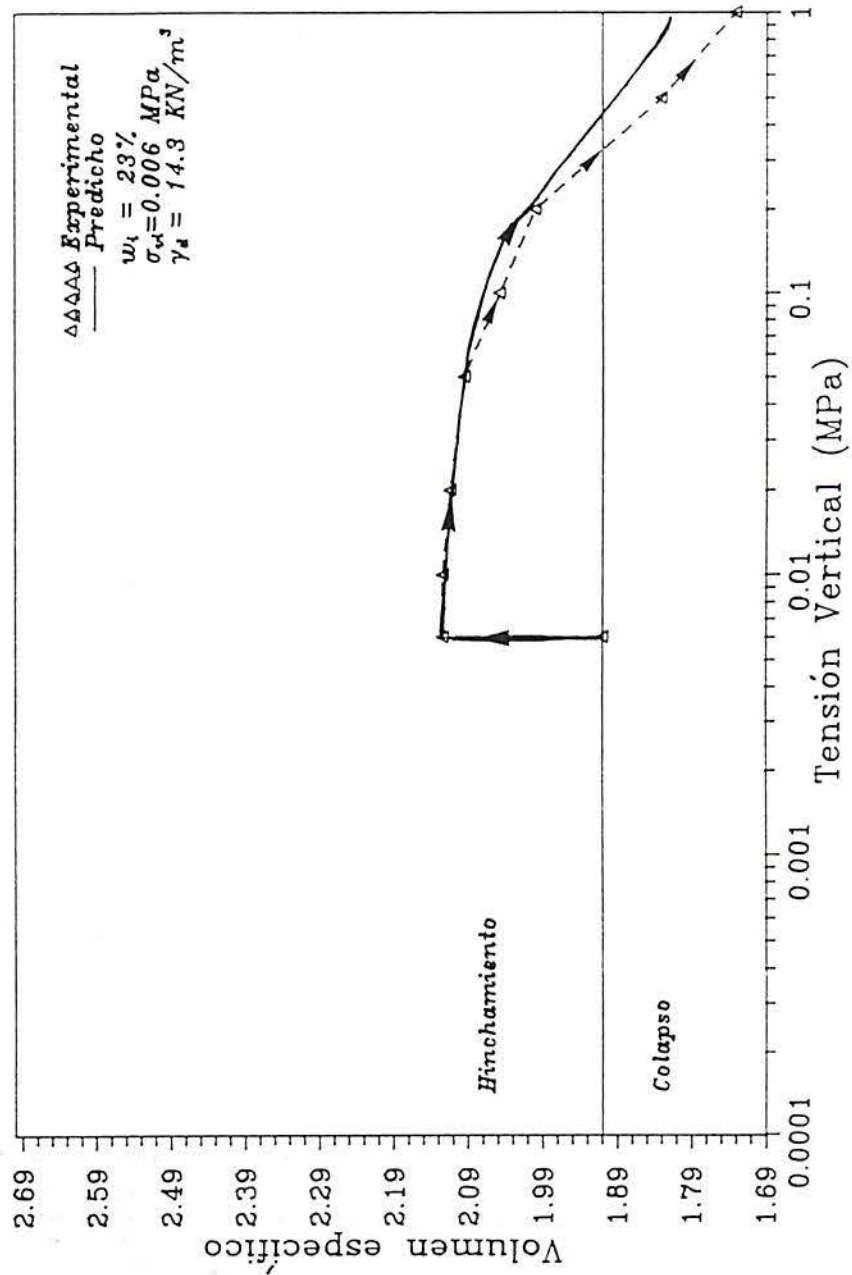


Figura 6.43 - Curva experimental de Justo et al (1984) y curva predicha por el modelo para una tensión vertical de 0.006 MPa.

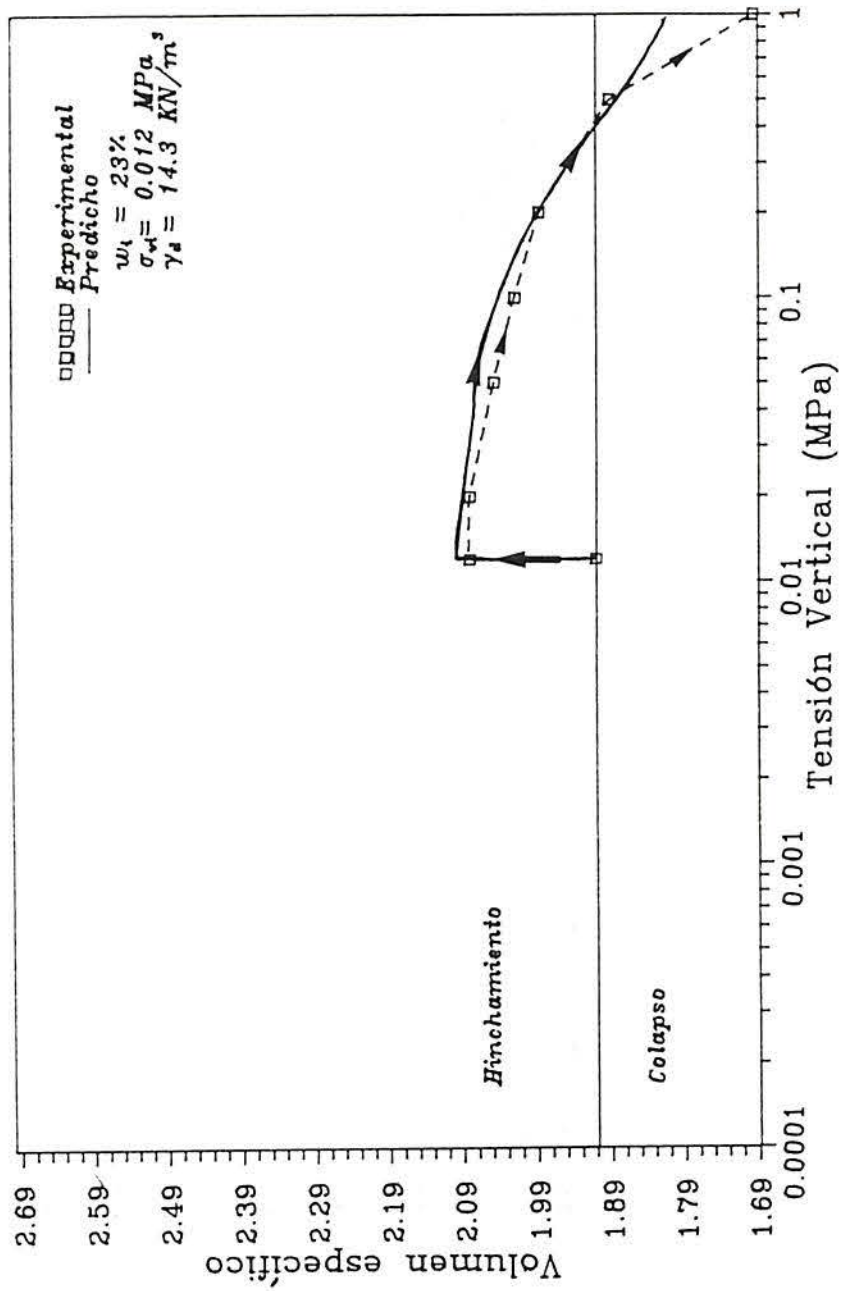


Figura 6.44 - Curva experimental de Justo et al (1984) y curva predicha por el modelo para una tensión vertical de 0.012 MPa.

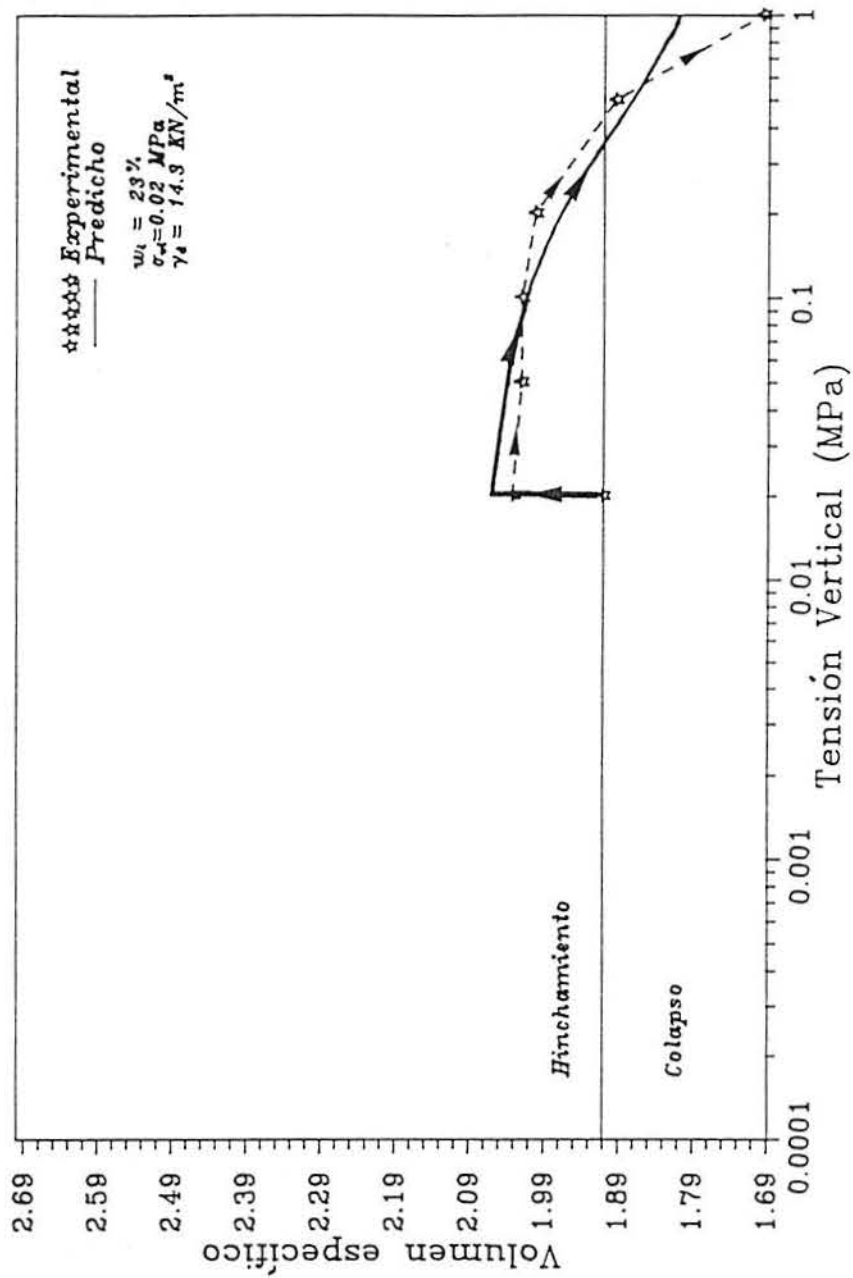


Figura 6.45 - Curva experimental de Justo et al (1984) y curva predicha por el modelo para una tensión vertical de 0.02 MPa.



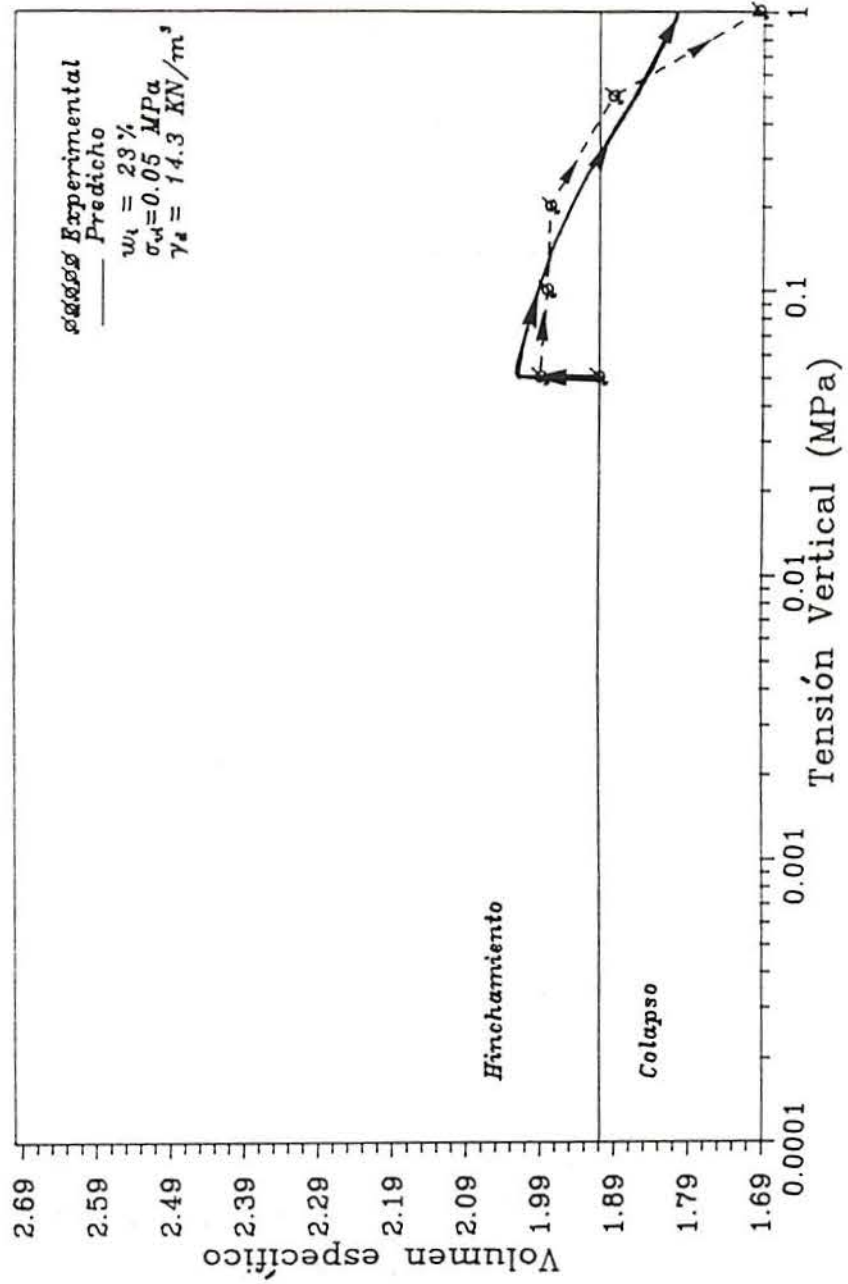


Figura 6.46 - Curva experimental de Justo et al (1984) y curva predicha por el modelo para una tensión vertical de 0.05 MPa.

## 6.7 - Comentarios Finales

En general, la reproducción de los resultados experimentales con el modelo es bastante precisa. Los errores observados en algunos casos se debe posiblemente a elección de un conjunto único de parámetros para reproducir todas las trayectoria de diferentes muestras.

Los parámetros, en muchos casos, fueron estimados por ausencia de información correcta sobre ellos y otros fueron determinados para cada suelo ensayado. Algunos parámetros se mantuvieron constante ( $\beta$ ,  $p^c$ ). El parámetro  $r$  permanece constante en muchos casos.

Se han reproducido también los resultados obtenidos por otros autores y en algunos casos, se ha conseguido una concordancia buena entre los resultados predichos y experimentales.

No se puede descartar tampoco que las variaciones observadas entre las curvas predichas por el modelo y las curvas experimentales estén relacionadas con los errores que se generan durante el ensayo.

El modelo propuesto permite reproducir satisfactoriamente el comportamiento de los suelos no saturados expansivos y colapsables.

## ***CAPITULO 7***

### **RESUMEN, CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION**

#### **7.1.- RESUMEN Y CONCLUSIONES**

A continuación se resumen los aspectos relevantes y las principales conclusiones obtenidas en la presente tesis.

##### **7.1.1 Aspectos Generales**

Los objetivos fundamentales del presente trabajo son:

- \* Recopilar los aspectos principales sobre el comportamiento de suelos no saturados expansivos;

- \* Obtener resultados experimentales de comportamiento deformacional de suelos expansivos en respuestas a trayectorias tensionales de cambios de succión y de tensión vertical;
- \* Aplicar un modelo elastoplástico capaz de reproducir adecuadamente la respuesta de un suelo no saturado expansivo. Para ellos se han utilizado los ensayos realizados, así como resultados de otros suelos obtenidos de la bibliografía.

### 7.1.2 - Equipos y Procedimientos Experimentales

La fase inicial del trabajo experimental ha consistido en la puesta a punto de los equipos necesarios para los ensayos previstos, incluyendo las modificaciones o adaptaciones realizadas en los mismos (tarados, calibrados).

Los equipos experimentales empleados son: edómetros convencionales y edómetros con control de la succión.

Los suelos utilizados son: arcilla de Madrid, una mezcla de bentonita con arcilla de Madrid y una mezcla de arcilla con arena.

Las probetas fueron compactadas estáticamente para condiciones de peso específico seco y humedad inicial constante, previamente determinadas para cada suelo. Este procedimiento puede conducir a una sobreconsolidación lateral de las probetas y también alterar los procesos de hinchamiento de los suelos arcillosos debido al rozamiento lateral con el anillo. Por otro lado, la ventaja de este proceso consiste en permitir un control más correcto del estado inicial de las muestras (homogeneidad), pudiendo ser comparados los resultados obtenidos. Se ha determinado la relación de vacíos y la succión inicial.

La utilización de membrana de celulosa en los ensayos edométricos con control de succión sufre importantes restricciones en los suelos expansivos, debido a que la durabilidad de las membranas es escasa.

El factor tiempo durante los ensayos ha sido un gran problema a lo largo de la investigación. El tiempo de estabilización en casi todos los casos era demasiado elevado, llegando hasta un mes de ensayo para un escalón de cambio de succión.

La utilización de las piedras porosas de 5 bar ha permitido un mejor control en los ensayos.

Los errores observados en los ensayos se deben en parte a los equipos utilizados para la investigación. Los equipos han sido mejorados por etapas. Sin embargo, las pérdidas de agua hacen que la medida del volumen de agua sea muy deficiente. Por otro lado, los reguladores de aire no son suficientemente estables para este tipo de ensayo produciéndose errores al tratar de mantener las cargas constantes durante el ensayo.

### 7.1.3 ENSAYOS REALIZADOS

Los ensayos realizados fueron:

- \* *ensayos edométricos convencionales*
- \* *ensayos edométricos con succión controlada*

Los estudios tienen como objetivo :

- \* conocer la respuesta deformacional del suelo expansivo;
- \* obtener algunos parámetros y estimar otros para la validación del modelo de comportamiento.

Las trayectorias seguidas en los ensayos fueron:

- \*  $d\sigma_v = 0$  ;  $ds < 0$  hasta  $s = 0$  y  $ds > 0$
- \*  $d\sigma_v \neq 0$  ;  $ds = 0$

Los puntos estudiados en estos ensayos fueron:

- \* *Cambio de volumen con la tensión aplicada para variaciones de la succión.*
- \* *Cambio de volumen con la succión constante para variaciones de la tensión aplicada.*

Las conclusiones más relevantes obtenidas a través de los ensayos realizados son las siguientes:

*Ensayos edométricos convencionales:*

- \* Los hinchamientos observados antes de la inundación y después de la compactación son significativos. Este aspecto es importante y debe tenerse en cuenta en la programación de ensayos sobre suelos expansivos. Se interpreta como una redistribución interna de humedad, a humedad total constante.
- \* Los mayores hinchamientos son observados para la menor tensión aplicada para cualquier tipo de suelo utilizado.
- \* Cuanto menores son los grados de saturación mayores son las deformaciones volumétricas por inundación del suelo.
- \* Al inundarse el suelo, los valores altos de los pesos específicos secos producen mayores hinchamientos.

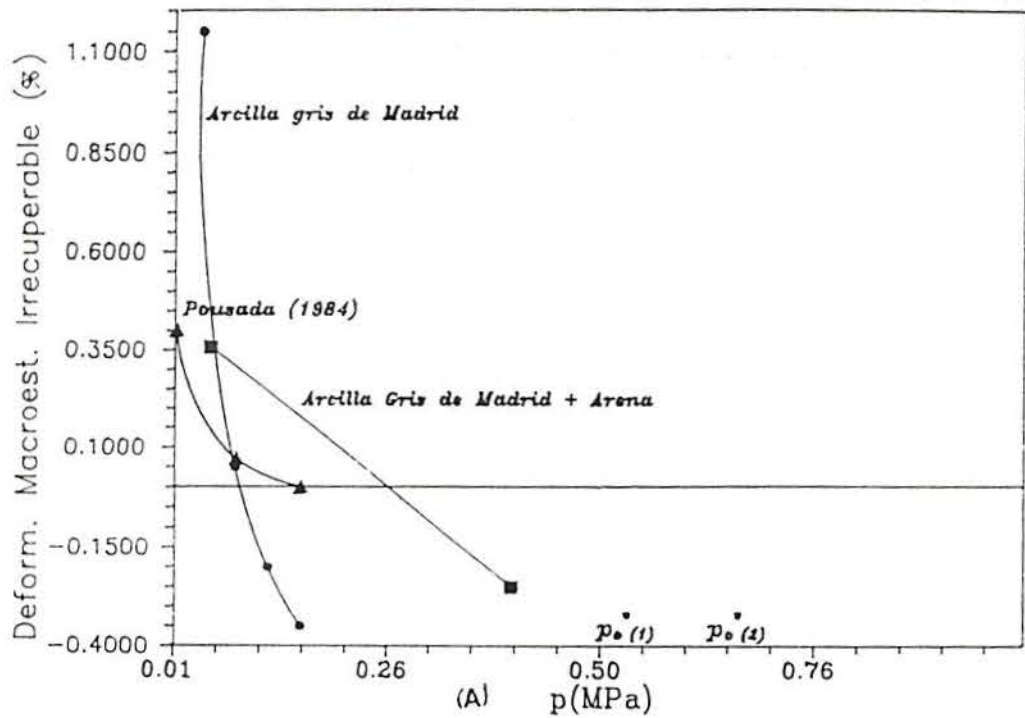
- \* El efecto de la historia de tensiones influye significativamente en la expansión.
- \* El tiempo de estabilización durante los ensayos edométricos convencionales era menor para las muestras de menor altura (1cm).

*Ensayos edométricos con succión controlada:*

- \* En los ensayos edométricos con succión controlada se puede observar de forma análoga a lo sucedido en los edómetros convencionales, que el grado de saturación y el peso específico seco tienen una importancia muy grande en el valor de las deformaciones observadas al saturarse el suelo.
- \* El hinchamiento es una magnitud variable y dependiente del estado del suelo, sobre todo del grado de saturación, aunque también está influenciado por factores tales como la densidad seca, la estructura, la carga y la trayectoria de humedecimiento-desaturación.
- \* Para el mismo estado inicial y la misma tensión aplicada, en general, los hinchamientos obtenidos en los ensayos edométricos con control de succión han sido menores que en los ensayos edométricos convencionales, para el caso en que se utiliza la membrana de celulosa. La velocidad de hidratación parece ser por tanto un factor importante en el hinchamiento producido.
- \* Las deformaciones irreversibles de hinchamiento en ciclos de humedecimiento y secado son tanto mayores cuanto menor es la  $p$ . Sin embargo, estas deformaciones cambian de signo (colapso) a partir de un determinado valor de  $p/p_0$ . Esta condición se puede comprobar en la figura 7.1, donde se ha representado la deformación  $\epsilon_v^p$  determinada en trayectorias de humedecimiento-secado para los suelos arcilla gris de Madrid (ensayos de Pousada, 1984), arcilla gris de Madrid y la mezcla de arcilla gris de Madrid con arena. Este resultado obliga a modificar la ley de  $\epsilon^p$  propuesta en el modelo descrito en el apartado 5.5.

Probablemente, si se adaptara una ley  $\epsilon_{vM}^p$  versus  $p/p_0$  más adecuada a los resultados que se muestran en la figura 7.1, se reproduciría mejor algunas de las trayectorias medidas en los experimentos.





$p_{o(1)} = 0.5$  MPa (Arcilla gris de Madrid y Pousada (1984))  
 $p_{o(2)} = 0.65$  MPa (Arcilla gris de Madrid + arena)

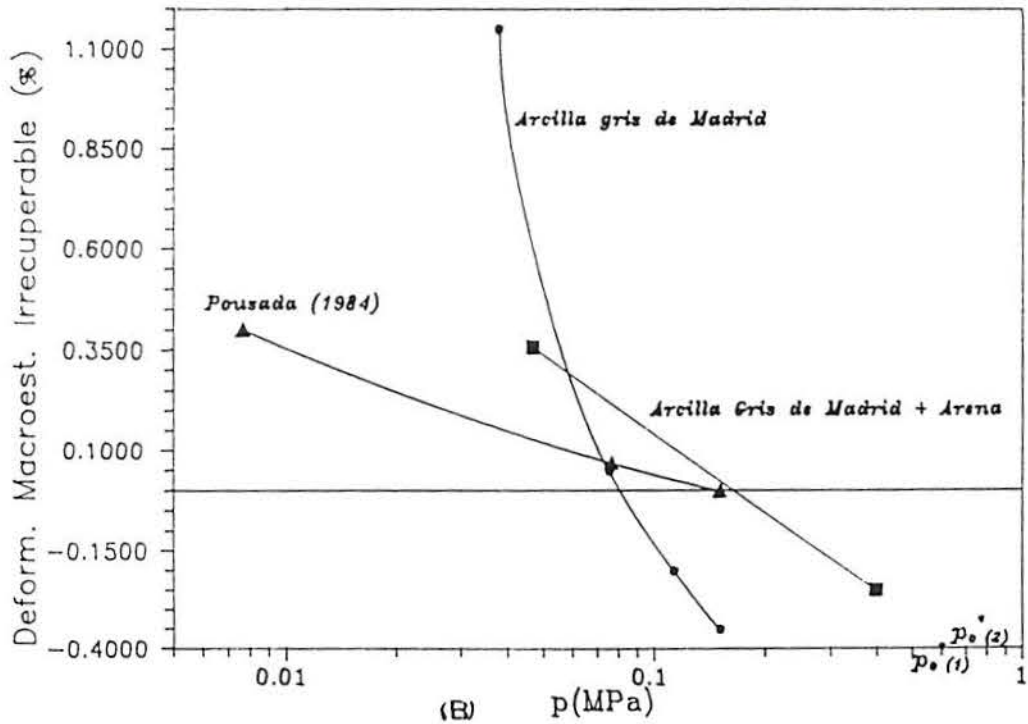


Figura 7.1 - Deformación volumétrica irrecuperable en trayectoria de humedecimiento en función de la tensión media neta para las muestras de arcilla gris de Madrid (Pousada(1984) y del presente trabajo) y la mezcla de arcilla gris de Madrid con arena: en función de  $p$  (a);  $\log p$  (b).

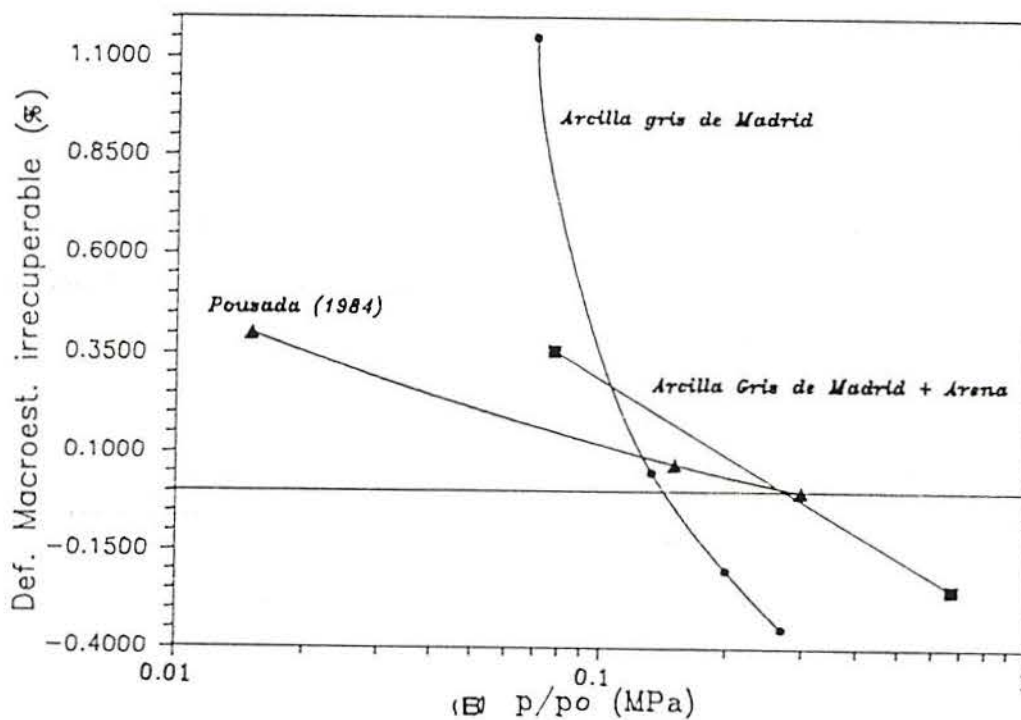
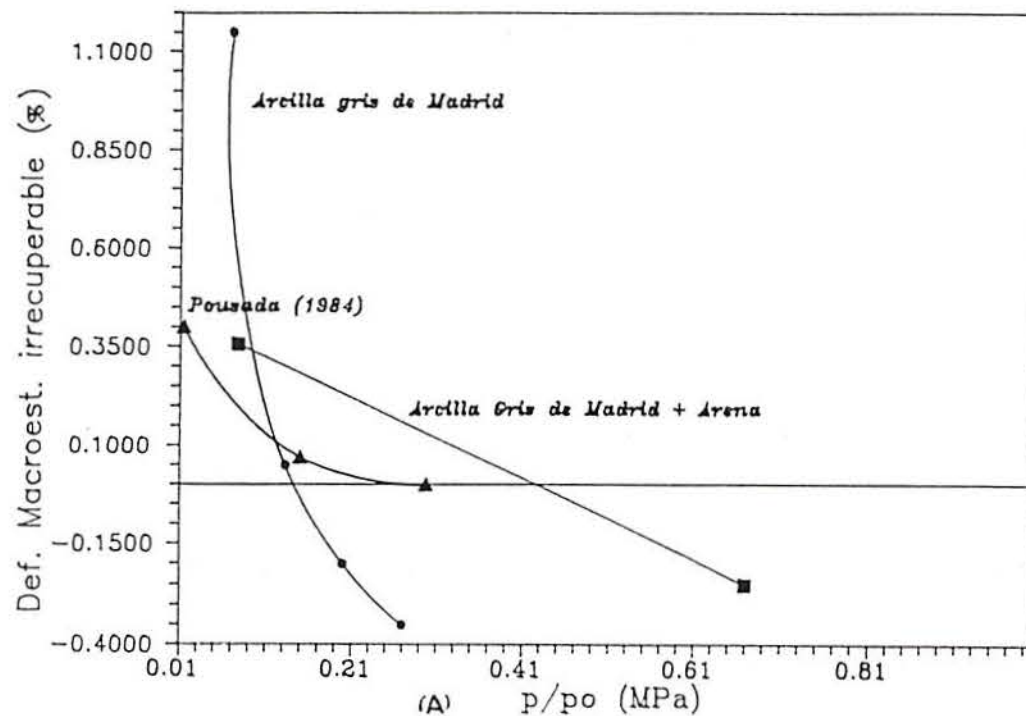


Figura 7.1 - Deformación volumétrica irrecuperable en trayectoria de humedecimiento en función de la tensión media neta para las muestras de arcilla gris de Madrid (Pousada(1984) y del presente trabajo) y la mezcla de arcilla gris de Madrid con arena:  $p/p_0$  (c);  $\log p/p_0$ (d).

#### 7.1.4 - Modelo de comportamiento

El modelo de comportamiento aplicado para reproducir la respuesta de suelos no saturados expansivos se utiliza los conceptos de estado crítico de la plasticidad rigidizable. Los conceptos principales del modelo para suelos expansivos se refieren a postular la existencia de una microestructura y una macroestructura para las que se define su comportamiento propia y la interacción entre ambas (macroestructura y microestructura).

El dominio elástico en el espacio  $(p, q, s)$  está limitado por las superficies de fluencias que se expresan de la siguiente forma:

- \* *superficie de fluencia frente a cambios de tensión esférica y desviadora (LC en el plano  $q=0$ )*

$$f_1(p, s, q, p_o) = q^2 - M^2 (p + p_s) (p_o - p) = 0$$

La ecuación representa a una elipse en cada plano para  $s=\text{constante}$ . La presión de preconsolidación  $(p_o)$  isotropa es función de la presión de consolidación para condiciones saturadas  $(p_o^*)$  y de la succión.

- \* *superficie de fluencia (SI) para incrementos de succión (secado)*

$$f_2(s, p) = p + s - s_o = 0$$

- \* *Superficie de fluencia (SD) para disminuciones de succión (humedecimiento)*

$$f_3(s, p) = p + s - s_h = 0$$

\* Las leyes de rigidización son las siguientes:

$$\frac{dp_o^*}{p_o^*} = \frac{d\epsilon_v^p}{\lambda - \kappa}$$

$$ds_o = \frac{d\epsilon_v^p}{\beta_m t_l \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_l} e^{-\alpha_m s_o}}$$

$$ds_h = \frac{d\epsilon_v^p}{\beta_m t_D \left(1 - \frac{p}{p_o}\right)^{n_D} e^{-\alpha_m s_h}}$$

La superficie de estado del grado de saturación se expresa de la siguiente forma:

$$Sr = a - c \tanh b s$$

EL modelo aplicado permite reproducir a los siguientes comportamientos característicos de suelos no saturados expansivos:

- \* En procesos de humedecimiento el suelo puede hinchar, colapsar o combinar ambos fenómenos.
- \* El hinchamiento del suelo depende de la tensión esférica aplicada. Cuanto mayor es la tensión menor es el hinchamiento.
- \* El hinchamiento obtenido es mayor cuanto más elevada es la succión inicial.
- \* El hinchamiento crece con la densidad inicial del suelo. En el modelo la densidad está representada por la presión de preconsolidación.
- \* Los incrementos de la succión y las reducciones de la succión en suelos expansivos pueden provocar deformaciones irreversibles. Estas deformaciones irreversibles dependen de la magnitud de la tensión aplicada en relación con la tensión de fluencia.

#### **7.1.5 - Comparación entre resultados experimentales y predichos**

Se ha aplicado un modelo teórico para reproducir las trayectorias tensionales seguidas por otros autores y por los ensayos realizados en la presente tesis. Algunos parámetros se han determinado a través de los ensayos de forma directa, y otros se han estimado a partir de informaciones existentes sobre estos suelos.

El modelo empleado permite obtener una buena correspondencia entre los resultados experimentales y predichos, comprobando la capacidad del modelo para reproducir los comportamientos característicos de suelos no saturados expansivos.

## 7.2. LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION

Se considera que los temas tratados en esta investigación y las líneas relacionadas con el modelo elastoplástico aplicado recomiendan proseguir estos estudios en los siguientes aspectos:

### *1) Aspectos generales*

- \* Emplear otros tipos de suelos que permitan un conocimiento más amplio del comportamiento de los suelos no saturados expansivos.
- \* Estudiar otras trayectorias tensionales que permitan definir con mayor precisión los parámetros a ser utilizados en el modelo aplicado.
- \* Experimentar con un proceso de compactación de las muestras en el laboratorio que permitiera obtener una mejor reproductibilidad del estado inicial del suelo.
- \* Seleccionar un procedimiento para determinar con precisión la succión inicial de las muestras para poder imponer esa succión en los edómetros con control de la succión.
- \* Analizar la tensión horizontal producida por la compactación y durante la realización del ensayo.

- \* Estudiar intervalos amplios de variación de succión con  $dp=0$  y  $dq=0$ , así como la dependencia con  $p$  y el estado de sobreconsolidación inducido en el suelo por fuertes incrementos de la succión.

2) *Hipótesis relativas al modelo aplicado*

- \* Estudiar el acoplamiento entre las superficies de fluencia y la influencia de la variación de cada una de las tres deformaciones volumétricas irreversibles sobre los parámetros de rigidización.
- \* Estudiar la forma y expresión matemática para las superficies de fluencia  $f_2$  (SI) y  $f_3$  (SD) a partir de datos experimentales.
- \* Utilizar otras teorías de mecanismo de expansión que sea capaz de ajustar las deformaciones microestructurales producidas.
- \* Plantear expresiones matemáticas capaz de reproducir la deformación volumétrica plástica macroestructural ( $d\varepsilon_{vM}^p$ ) y también la relación entre las deformaciones macroestructural y microestructural.
- \* Plantear un modelo que permita predecir con fiabilidad la evolución del grado de saturación y de la humedad del suelo.

3) *Parámetros empleados*

- \* Correlacionar de forma directa a partir de los resultados experimentales, los valores característicos de los parámetros y el tipo de suelo a que corresponden.
  
- \* Reducir el número de parámetros a ser utilizado en el modelo.



## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

AGARWAL, K.B. y SHARMA, S.C. (1973) - "*A Methods for Measuring Swelling Pressure of an Expansive Soil*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S., Haifa, Israel, Vol. 1 pp. 155-159.

AITCHISON, G.D. (1965) - "*Discussion in Proceedings*" - 6<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Montreal, vol.3, pp. 318-321.

AITCHISON, G.D. (1973) - "*General Report Session 4*" - Proc. 8<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Moscú, Vol. 3, pp. 161-190.

AITCHISON, G.D. y MARTIN, P. (1973) - "*A Membrana Oedometer for Complex Stress-Path Studies in Expansive Clays*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S. Haifa-Israel, Vol. 1, pp. 161- 167.

AITCHISON, G.D., RUSSAM, K. y RICHARDS, B.G. (1965) - "*Engineering Concepts of Moisture Equilibrio and Moisture Changes in Soils. Moisture Equilibrio and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*". Butterworths, Sidney, pp. 7-21.

AITCHISON, G.D. y WOODBURN, J.A. (1969) - "*Soil Suction Foundation Design*". Proc. 7<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., México, Vol. 2, pp. 1-8.

AITCHISON, J.H. y BRANSBY, P.H. (1978) - "*The Mechaniscs of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics*". McGraw-Hill.

ALONSO, E.E. (1993) - "*Filtraciones por el Cuerpo de Presa, Contactos y Cimentación. Criterios de Fracturación Hidráulica*". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza, España. pp.257-286.

ALONSO, E.E. (1993) - "*Constitutive Modelling of Unsaturated Soils. Unsaturated Soils: Recent Developments and Applications*". Vol. 2. Barcelona, España.

## REFERENCIAS

---

- ALONSO, E.E. y GENS, A. (1993) - "*On Mechanical Behaviour of Arid Soils*". Engineering Characteristics of Arid Soils. pp. 173-206.
- ALONSO, E.E.; GENS, A. y HIGHT, D.W. (1987) - "*Special Problem Soils*". Proc. 9<sup>th</sup>. E.C.S.M.F.E. Dublin General Report, Session 5, pp. 5.1-5.60.
- ALONSO, E.E.; GENS, A. y JOSA, A. (1992) - "*Modelling the Behaviour of Compacted Soils upon Wetting*". Raul J. Marsay Volumen, México. pp. 207-218.
- ALONSO, E.E. , GENS, A. y JOSA, A. (1992) - "*A Unified Model for Expansive Soil Behaviour*". Proc. 7<sup>th</sup> I.C.E.S. Dallas, Texas. Vol. 1. pp. 24-29.
- ALONSO, E.E., GENS A. y JOSA A. (1990) - "*A Constitutive Model for Partially Saturated Soils*". Géotechnique, Vol. 40, N<sup>o</sup> 3, pp. 405-430.
- ALONSO, E.E. , JOSA, A. y GENS, A. (1992) - "*Modelling the Behaviour of Compacted Soils upon Wetting*"- Marsal Volume, Mexico.
- ALONSO, E.E. y LLORET,A. (1985) - "*Comportamiento de Suelos Parcialmente Saturados*". Rev. de O.P., pp. 435-461, Mayo-Junio.
- ALONSO, E.E. y LLORET A. (1985) - "*State Surfaces for Partially Saturated Soils*" - Proc. of the 11<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., San Francisco.
- ALONSO, E.E., LLORET, A., GENS, A. y BATLLE, F. (1989) - "*A New Approach for Prediction of Long Term Heave*". Proc. 12<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 571-574.
- ARNOLD, M. (1984) - "*The Genesis, Mineralogy and Identification of Expansive Soils*". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S., Adelaide, South Australia, pp. 32-41.
- ATABEK, R. B., FELIZ, B., ROBINET, J.C. Y LAHLOU, R. (1991) - "*Rheological Behaviour of Saturated Expansive Clay Materials*". Workshop on Stress Partitioning in Engineered Clay Barriers. Duke University.
- BALDI, G., HUECKEL,T. y PELLEGRINI, R. (1988) - "*Thermal Volume Changes of the Mineral-Water System in Low-Porosity Clay Soils*". Canadian Geotechnical Journal no.25.pp.807-825.

BALMACEDA, A.R. (1991) - "*Suelos Compactados. Un Estudio Teórico y Experimental*". Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.

BARDEN, L. (1972) - "*The Relation of Soil Structure to the Engineering Geology of Clay Soils*". Q. Jnl Engng Geol. 5, pp.85-102.

BARDEN, L. (1965). - "*Consolidation of Compacted and Unsaturated Clays*". Géotechnique, vol. 15, No. 3, pp. 267-286.

BARDEN, L.; MADEDOR, A.O. y SIDES, G.R. (1969) - "*Volume Change Characteristics of Unsaturated Clays*". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., vol. 95, SM1, PP. 33-51.

BARDEN, L. y SIDES, G. R. (1970) - "*Engineering Behaviour and Structure of Compacted Clay*". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 96, SM4, pp. 1.171-200.

BAVEYE, P., VERBUG, K. y BIELDERS, C. (1991) - "*Capillary Phenomena and Clay Swelling*". Proc. NATO ARW on Clay Swelling and Expansive Soils. Cornell University.

BARENDS, F.B.J. (1980) - "*Nonlinearity in Groundwater Flow*". L.G.M. Medelingen.21. N°1, pp.2-120.

BARROW, G.M. (1961) - "*Physical-Chemistry*". New York, McGraw-Hill.

BAZET, D.J. y BELL, E. S. (1963) - "*Influence of Placement Condition on Shear Test Results on Compacted Clays*". ASTM STP 361, pp. 423-434.

BECHETEL, A (1988) - "*Internal Report*". proc. 11<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E. San Francisco.

BECKMAN, G.G., HUBBLE, G.D. y THOMPSON, C.H. (1971) - "*Gilgai Forms, Distribution and Soil Relationship in North Eastern Australia*". Proc. Symp. on Soils and Earth Structures in Arid Climates, Adelaide, pp. 16-21.

BISHOP. A. (1959) - "*The Principle of Effective Stress*" - Tecknisk Ukeblad N° 39, pp. 1-5.

BISHOP, A. y BLIGHT, G. E. (1963) - "*Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils*". Géotechnic, Vol. 13, N° 3, pp. 177-198

## REFERENCIAS

---

BISHOP, A.W. y DONALD, I.B. (1961) - "*The Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Apparatus*". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E. Vol. 1, París. pp. 13-22.

BISHOP, A.W. y ELDING, G. (1950) - "*Undrained Triaxial Test on Saturated Sand and their Significance in the General Theory of Shear Strength*". Geotechnique, Vol. 2, pp. 13-22.

BISHOP, A. y HENKEL, D.J. (1957) - "*The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*". Imperial College of Science and Technology, London.

BISHOP, A.W.; ALPAN, I., BLIGHT, G.E. y DONALD, I.B. (1960) - "*Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils*". Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. American Society of Civil Engineers, Colorado, pp. 503-532 y 1027-1042.

BLASER, H.D. y ARULANANDAN, K. (1973) - "*Expansion of Soils Containing Sodium Sulfate*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S.; Haifa, pp. 13-16.

BLIGHT, G.E. (1965) - "*A Study of Effective Stress For Volume Change*". Proc. of Symposium on Moisture Equilibra and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, Butterworths, Australia, pp. 259-269.

BLIGHT, G.E. (1983) - "*Aspects of the Capillary Model for Unsaturated Soils*". Proc. 7<sup>th</sup> Asian Reg. C.S.M.F.E. Vol. 1, pp. 3-7.

BOCHKO, R. (1973) - "*Types of Microstructural Elements and Microporosity in Clays (based on Scanning Electron Microscopy Studies)*". Proc. Int. Symp. Soil Structure, Gothenburg Sweden, pp.97-102.

BOLT, G.H. (1956) - "*Physico- Chemical Analysis of the Compressibility of Pure Clay*". Geotechnique, VI.2, pp.86-93.

BOWLES, F. A. (1968) - "*Microstructure of Sediments*". Investigation with Suction. Science, 159, pp. 1236-1237.

BRACKLEY, I.J.A. (1973) - "*Swell Pressure and Free Swell in Compacted Clay*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S. Haifa, Israel. Vol. 1, pp. 169-176.

BRACKLEY, I.J.A. (1975) - "*Swell Underload*". Proc. 6<sup>th</sup> Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. I, PP. 65-70.

- BRACKLEY, I.J.A. (1980) - "*Prediction of Soil Heave from Suction Measurement*". Proc. 7<sup>th</sup> Regional Conference for Africa on soil Mechanics and Foundation Engineering.
- BRANSON, K. y NEWMAN, A.C.D. (1983) - "*Water Sorption on Ca-Saturated Clays: I. Multilayer Sorption and Microporosity in Some Illites*". Clay Miner. 18, pp. 277-287.
- BREWER, R. (1964) - "*Fabric and Mineral Analysis of soils*". New York, John Wiley.
- BRINK, A.B.A. (1955) - "*The Genesis and Distribution of Expansive Soil Types in South Africa*". Trans. S.A.I.C.E., vol. 5, N<sup>o</sup> 8, pp. 267-272.
- BRINK, A.B.A. (1983) - "*Engineering Geology of Southern Africa*". Building Publications, Pretoria, vol. 1.
- BROOKS, R.M. y CONEY, A.T. (1966) - "*Properties of Porous Media Affecting Fluid Flow*". Jnl. Irrig. Drain. Div. ASCE92(IR2), pp. 61-68.
- BRUIJN, C.M.A. (1961) - "*Swelling Characteristics of a Transported Soil Profile at Leeunof Vereenig (Transvaal)*". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E. Paris. Vol. I, pp. 43-49
- BRUIJN, C.M.A. (1973) - "*Moisture Redistribution and Soil Movements at Vereening (Transvaal)*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S. Haifa-Israel, pp. 279-288.
- BUCHER, F. y SAILIE, E.L. (1984) - "*Swelling Behaviour of Tropical Black Clays*". Proc. 8<sup>th</sup> Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Harare, Zimbabwe, vol. 1, pp. 81-86.
- BUCKINGHAM, E. (1907) - "*Studies on the Movement of Soil Moisture*". United States Department of Agriculture Bureau of Soils, Bulletin 38.
- BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT (1980) - "*Low Rise Building on Shrinking Clay Soils*". Part 1, Digest 240, HMSO, London.
- BURLAND, J.B. (1965) - "*Some Aspects of the Mechanical Behaviour of Partly Saturated Soils*". Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covert
- CALLAGHAN, I.C. y OTTEWILL, R.H. (1974) - "*Interparticle Forces in Montmorillonite Gels*". Faraday Discuss. Chem. Soc. 57: pp. 110-118.

## REFERENCIAS

---

- CAMPBELL, G.S. (1974) - "A Simple Method for Determining Unsaturated Conductivity from Moisture Retention Data Soil Science". Vol. 117, pp. 311-314.
- CHANDLER, R.J. y GUTIERREZ, C.I. (1986) - "The Filter Paper Method of Suction Measurement". Geotechnique. Vol. 36. Nº 2, pp. 265-268.
- CARCEDO, F.J.A.; GIJON, M.F.; MAZO, C. O. y RODRIGUEZ, J.L.S. (1986) - "Mapa Previsor de Riesgos por Expansividad de Arcillas en España a Escala 1:1.000.000". Instituto Geologico y Minero de España, CEDEX, Madrid.
- CARRILLO-GIL, A. (1980) - "Construction and Desing of Light Structures in Perú". Proc. 4<sup>th</sup> I.C.E.S., Denver, vol. 1, pp. 469-476.
- CHANG, R.K. (1969) - "Pressure Plate Apparatus for Volumetric Measurement of Suction; Swelling Pressure and Consolidation in Clay Soils". Canadian Geotechnical Journal. Vol. 6, Nº 2, pp. 209-212.
- CHEN, F.H. (1965) - "The Use of Piers to Prevent the Uplifting of Lightly Loaded Structures Founded on Expansive Soils". Proc. 1st Int. Res. and Engng. Conf. on Exp. Clay soils, Texas, pp. 152-171.
- CHEN, F.H. (1973) - "Discussion: Swelling Potencial". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S. Haifa-Israel. Vol. II, pp. 122.
- CHEN, F.H. (1975) - "Foundations on Expansive Soils". Elsevier Scientific Puplishing Company, Amsterdam.
- CHEN, F.H. (1984) - "The Distribution and Characteristics of Expansive Soils in China". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S., Adelaide, pp. 334-339.
- CHILDS, E.C. y COLLIS-GEORGE, N. (1950) - "The Permeability of Porous Materials". Proc. Roy. Soc. Ser. A 201, pp. 392-405.
- CHING, R.K.H. y FREDLUND, D.G. (1984) - "A Small Saskatchewan Town Copes with Swelling Clay Problems". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S., Adelaide, pp. 306-310.
- CHU, T.Y. y MOU, C.H. (1973) - "Volume Change Characteristics of Expansive Soils Determined by Controlled Suction Tests". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S. Haifa-Israel, pp. 177-186.

COLLEMAN, J.D. (1962) - *"Stress/Strain Relations for Partly Saturated Soils. Correspondence in Geotechnique 12(4).*

COLLINS, K. (1984) - *"Characterization of Expansive Soil Microfabric. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. Expansive Soils".* Adelaide, pp. 37-43.

COLLINS, K. y MC GOWN, A. (1974) - *"The Form and Function of Microfabric Features in a Variety of Natural Soils".* Géotechnique, 24; pp. 223-254.

CRONEY, D., COLEMAN, J.D. y BLACK, W.P.M. (1958) - *"Studies of the Movement and Distribution of Water in Soil in Relation to Highway Design and Performance".* HRB spec. Washington D.C. Report 40, pp. 226-252.

CRC HANDBOOK OF CHEMISTRY AND PHYSICS (1985) - 66<sup>th</sup> ed., R. C. Weast, M. J. Astle y W. H. Beyer, Eds.

COX, D.W (1978) - *"Volume Change of Compacted Clay Fill".* Inst. of Civil Engineers, London.

CUELLAR, V. (1978) - *"Análisis Crítico de los Métodos Existentes para el Empleo de Arcillas Expansivas en Obras de Carreteras y Recomendaciones Sobre las Técnicas más Idóneas para su Uso Habitual en España".* Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, Madrid., pp. 321.

DELAGE, P. (1986) - *"Collapse Behaviour of a Dry Compacted Embankment".* Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris.

DELAGE, P. (1993) - *"Experimental Techniques".* Unsaturated soils-Recent developments and applications. CEEC Course, Barcelona.

DELAGE, P., TESSIER, D. y MARCEL-AUDIGUIER, M. (1982) - *"Use of the Cryoscan Aparatys for Observation of Freeze-Fractured Planes of a Sensitive Quebec Clay in Scanning Electron Microscopy".* Canadian Geotechnical Journal, 19, pp. 111-114.

DELAGE, P. Y LEFEBVRE, G. (1984) - *"Study of the Structure of a Sensitive Champlain Clay and of its Evolution during Consolidation".* Canadian Geotechnical Journal, 21, pp. 21-35.

DELAGE, P.; SURAJ DE SILVA, G.P.R. y LAURE, E. (1987) - *"Un Nouvel Appareil Triaxial Pour les Sols Non-Satures".* Proc. 9<sup>th</sup> E.C.S.M.F.E., Dublin, Vol. 1, pp. 25-28.

## REFERENCIAS

---

DELGADO, A. (1986) - "*Influencia de la Trayectoria de Tensiones en el Comportamiento de las Arcillas Expansivas y de los Suelos Colapsibles en el Laboratorio y en el Terreno*". Tesis Doctoral. Universidad de Sevilla.

DENISOV, N.Y. (1953) - "*Properties of Loess soils in construction*". Moscú.

DIAMOND, S. y KINTER, E. B. (1958) - "*Surface Areas of Clay Minerals as Derived from Measurements of Glycerol Retention, Clays and Clay Minerals*". Proc. 5<sup>th</sup> National Conference on Clays and Clay Minerals, pp. 334-347.

DIDIER, G.; KASTER, R. y BORDEAU, Y. (1980) - "*New Cell for Study of Swelling Soils*". Proc. 4<sup>th</sup> I.C.E.S., Denver Colorado. Vol. 1, pp. 18-33.

DHOWIAN, A.M. (1984) - "*Characteristics of Expansive Clay-Shale in the Northern Region of Saudi Arabia*". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S., Adelaide, pp. 316-320.

DHOWIAN, A.M.; YOUSSEF, A. y EROL, A.O. (1987) - "*Swelling Soil Problems in Saudi Arabia*". Proc. 6<sup>th</sup> I.C.E.S., Nueva Delhi, pp. 17-22.

DONALSON, G. W. (1969) - "*The Occurrence of Problems of Heave and the Factors Affecting its Nature*". Proc. 2<sup>th</sup> I.C.E.S. Texas

DUDLEY, J.H. (1970) - "*Review of Collapsing Soils*". J. of Soil Mech. and found. Div., A.S.C.E., vol. 96, SM3, pp. 925-947.

DUMBLETON, M.J. (1963) - "*The Clay Minerals of Soils from some Roads in Kenya*". DSIR, RRL, Laboratory Note LN/372/MJD.

EDIL, T. B. y MOTAN, E. S. (1984) - "*Laboratory Evaluation of Soil Suction Components*". Geot. Test J., Vol. 7. N° 4, pp. 173-181.

EL-SOHBY, M.A. y ELLEBOUDY, A. M. (1987) - "*Swelling and Collapsible Behaviour of Unsaturated Cemented Sand upon Wetting*". Proc. 9<sup>th</sup> E.C.S.M.F.E., Dublin, Vol. 2, pp. 553-556.

ELZEFTAWY, A. y CARTWRIGHT, K. (1981) - "*Evaluating the Saturated and Unsaturated Hydraulic Conductivity of Soils*". Permeability and Groundwater Contaminant Transport. ASTM STP 746, pp. 168-181.



ESCARIO, V. (1965) - "*International Panel review Engineering Effects of Moisture Changes in Soils*". First International Research and Engineering Conference, Texas, pp. 24-25.

ESCARIO, V. (1965) - "*Los Fenómenos de Hinchamiento de Arcillas en España*". Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, Madrid, Publicación Nº 20.

ESCARIO, V. (1967) - "*Measurement of the Swelling Characteristics of a Soil Fed with Water under Tension*". International cooperative Research on the Prediction of Moisture Content under Roads Pavements, O.C.D.E. Madrid- Meeting.

ESCARIO, V. (1969) - "*A New Method for in Situ Measurement of Pore Water Tension*". 2<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils. Texas. Vol. 1, pp. 194-206.

ESCARIO, V. (1969) - "*Determination of Geotechnical Characteristics of Expansive Soils*". Proc. 2<sup>th</sup> International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils. Texas, pp. 114-120.

ESCARIO, V. (1969) - "*Swelling of Soils in Contact with Water at a Negative Pressure*". Proc. 2<sup>th</sup> International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils. Texas, pp. 207-217.

ESCARIO, V. (1970) - "*Los Suelos de Madrid*". Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, Madrid. Publicacion Nº 25.

ESCARIO, V. (1973) - "*Discussion Session 4: Colapso Gradual de los Suelos Producido por una Disminución de la Succión*". Proc. 8<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E. Moscú.

ESCARIO, V. (1980) - "*Los Problemas de Arcilla Expansiva en Pavimentos*". In: Curso de Especialización de Construcciones sobre Arcillas Expansivas y Suelos Colapsibles. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Del. Reg. And. O. y Dad. Sevilla.

ESCARIO, V. (1980) - "*Suction Controlled Penetration and Shear Tests*". proc. 4<sup>th</sup> I.C.E.S. Denver, Colorado, Vol. II, pp. 781-797.

ESCARIO, V. (1982) - "*Arcillas Expansivas: Identificación y Evaluación*". Curso de reciclado sobre Cimentaciones en Condiciones Especiales, Escuela T.-S. de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. Universidad Politécnica, Madrid.

ESCARIO, V. (1989)- "*Determinación de las Características de los Suelos Parcialmente Saturados*". Informe final. Clave 82-340-0-001. Laboratorio de Geotecnia. CEDEX.

## REFERENCIAS

---

ESCARIO, V. y SAEZ, J. (1973) - "*Measurement of the Properties of Swelling and Collapsing Soils under Controlled Suction*". 3<sup>th</sup> I.C.E.S., Haifa, pp. 195-200.

FREDLUND, D. G. (1973) - "*Volume Change Behaviour of Unsaturated Soils*". Ph.D. Thesis, University of Alberta, Edmonton. Canadá.

FREDLUND, D. G. (1979) - "*Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils*". Can. Geotech. Jnl. 16, pp. 121-139.

FREDLUND, D.G. (1985) - "*Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils*". Can. Geot. J. 16. Nº 1, pp. 121-139.

FREDLUND, D.G. (1985) - "*Soil Mechanics Principles that Embrace Unsaturated Soils*". Proc. 8<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E. San Francisco.

FREDLUND, D.G. (1987) - "*The Stress State for Expansive Soils*". 6<sup>th</sup> I.C.E.S., New Delhi, Vol. 2, pp. 1-9.

FREDLUND, D.G. y HASAN, J.V. (1979) - "*One-Dimensional Consolidation Theory: Unsaturated Soils*". Can. Geotech. Jnl. 16(3), pp. 521-531.

FREDLUND, D.G., HASAN, J.U. y FILSON, H.L. (1980) - "*The Prediction of Total Heave*". Proc. 4<sup>th</sup> I.C.E.S. Denver, Colorado, Vol I, pp. 1-17.

FREDLUND, D.G. y MORGENSTERN, N.R. (1976) - "*Constitutive Relations for Volumen Change in Unsaturated Soils*". Can. Geot. Jnl. Vol. 13, Nº 3, pp. 261-276.

FREDLUND, D.G. y MORGENSTERN, N.R. (1977) - "*Stress State Variables for Unsaturated Soils*". J. of Geot. Div. A.S.C.E., vol. 103, GT5, pp. 447-466.

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R. y WIDGER, R.S. (1978) - "*The Shear Strength of Unsaturated Soils*". Jnl of Geot. Div. A.S.C.E., Vol. 103. GT5, pp. 447-466.

FREDLUND, D.G; RAHARDJO, H. y GAN, J.K.M. (1987) - "*Non-Linearity of Strength Envelope for Unsaturated Soils*". Proc. 6<sup>th</sup> I.C.E.S., New Delhi, pp. 49-54.

FREDLUND, D.G y RAHARDJO, H. (1993) - "*Soil Mechanics for Unsaturated Soils*". John Wiley & Sons, Inc. A Wiley-Interscience Publication.

FUNG, Y.C. (1965) - "*Foundations of Solid Mechanics*". Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs. New Jersey.

FUNG, Y.C. (1969) - "*A First Cours in Continun Mechanics*". Prentice-Hall. Inc. Englewood Cliffs. New Jersey.

GARDNER, R. (1956) - "*Calculation of Cappillary Conductivity from Pressure Plate Outflow Data*". Proc. of the Soil Science Society of America 20, pp. 317-320.

GARDNER, R. (1958) - "*Some Steady State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equation with Application to Vaporation from a Water Table*". Soil Sci. Vol. 85(4), pp. 228-232.

GARDNER, W.R. (1960) - "*Soil Suction and Water Movement*". Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, pp. 137-140 London, Butterworths.

GENS, A. (1993) - "*Constitutive Modelling of Expansive Soil*". Unsaturated Soils: Recent Development and Applications. Barcelona. UPC.

GENS, A. y ALONSO, E.E. (1992) - "*A Framework for the Behaviour of Unsaturated Expansive Clays*". Can. Geotech. J. 29, pp. 1013-1032.

GENS, A., ALONSO, E.E. y JOSA, A. (1989) - "*Elastoplastic Modelling of Partially Saturated Soils*". 3rd. Int. Symp. Num. Models in Geomech. Niagara Fallas, pp. 163-170.

GENS, A. y POTTS, D.M. (1982) - "*Application of Critical State Soil Models to the Prediction of the Behaviour of a Normally Consolidated Low Plasticity Clay*". Proc. 1<sup>th</sup> Int. Symp. Num. Mod. Geomech, Zurich, pp.312-322.

GIBBS, H.J.; HILF, J.W.; HOLTZ, W.G. Y WALKER F.C. (1960)- "*Shear Strength of Cohesive Soils*". Research Conf. of Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 33-162.

GIDIGASU, M.D. Y ANDOH, M.B. (1980) - "*Broad Regional Evaluation on Expansive Soil Conditions for Shallow Foundations in Ghana*". Proc. 7<sup>th</sup> Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., vol. 1, pp. 235-252.

GILI, J.A. (1988) - "*Modelo Microestructural par Medio Granulares no Saturados*". E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, U.P.C. Tesis Doctoral, Barcelona.

## REFERENCIAS

---

- GILLOT, A. (1968) - "*Clay in Engineering Geology*". Elsevier, Amsterdam, p. 296.
- GIZIENSKI, S.P. y LEE, L.J. (1965) - "*Comparison of Laboratory Swell Tests to Small Scale Field Tests*". Proc. 1<sup>st</sup> Int. Res. and Eng. Conf. Expansive Clay Soils, Texas, pp. 108-119.
- GOKHALE, K.V.G.K. y SWAMINATHAN, E. (1973) - "*Accelerated Stabilization of Expansive Soils*". Proc. 3<sup>rd</sup> I.C.E.S., Haifa, pp. 35-41.
- GOUY, G. (1917) - "*Sur la Constitution de la Charge Électrique à la Surface d'un Électrolyte*". Physique, 9, pp. 457-468.
- GOUY, G. (1917) - "*Sur la Fonction Électrocapillaire*". Ann. Phys. Paris. Serie 9, pp. 129-184.
- GRIM, R.E. (1959) - "*Physico-Chemical Properties of Soils*". Clay Minerals". Jnl of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. Vol. 85 SM2, pp. 1-17.
- GRIM, R.E. (1962) - "*Applied Clay Mineralogy*". McGraw-Hill, New York.
- GRIM, R.E. (1968) - "*Clay Mineralogy*". McGraw-Hill, New York.
- GROMKO, G.J. (1974) - "*Review of Expansive Soils*". Jnl. of the Geot. Eng. Div., A.S.C.E., vol. 100, GT6, pp. 667-687.
- GUPTA, S.N., GUPTA, B.N. y SHUKLA, K.P. (1967) - "*Physico-Chemical Properties of Expansive Clays in Relation to their Engineering Behaviour*". Proc. 3<sup>rd</sup> Regional conference on soil Mechanics and Foundations Engineering. Haifa, Vol. I, pp. 84-89
- HAYNES, J.H. y MASON, R. G. (1965) - "*Subgrade Soil Treatment at the Apparel Mart Dallas Texas*". Proc. Int. Con. Expansive Clay Soil- Texas AYM, pp. 172-182.
- HENKEL, D.J. (1960) - "*The Relationships between the Effective Stresses and Water Content in Saturated Clays*". Geotechnique, Vol. 10, N° 2.
- HILF, J.W. (1956) - "*An Investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils*". Technical Memorandum N° 654, Bureau of reclamation U.S. Department of Interior. Denver, Colorado.

- HILLEL, D. (1980) - *"Fundamentals of Soil Physics"*. Academic Press, New York, p. 413.
- HO, D.Y.F. y FREDLUND, D.G. (1982) - *"Increase in Strength due to Suction for Two Hong-Kong soils"*. Proc. of the Geot. Conf. on Engng. and Const. in Tropical Residual Soils, Honolulu, pp. 263-295.
- HODEK, R.J. y LOVELL, C.W. (1979) - *"Soil Aggregates and their Influence on Soil Compactacion and Swelling"*. Transp. Res. 733, pp. 94-99.
- HOLTZ, W.G. (1959) - *"Expansive Clays: Properties and Problems Quarterly of the Colorado School of Mines"*. Vol. 54, N° 4, pp. 89-125
- HOLTZ, W.G. (1970) - *"Suggested Method of Test for One Dimensional Expansion and Uplift Pressure of Clay Soils"*. Special Technical Publication. 5<sup>th</sup> Edition. American Society for Testing and Materials. Philadelphia.
- HOLTZ, W.G. y GIBBS, H.J. (1956) - *"Engineering Properties of Expansive Clays"*. Paper N° 2814. Trans. of ASCE, Vol. 121, pp. 641-677.
- HOLUBEC, I. (1966) - *"The Yielding of Cohesionless Soils"*. Ph.D. Thesis, University of Waterloo.
- HUBBERT, M.K. y RUBEY, W.W. (1959) - *"Role of Fluid Pressure in Mechanics of Overthrust Faulting"*. Bulletin of the Geological Society of America. Vol. 70.
- INGLES, O.G. (1962) - *"Bonding Forces in Soils"*. Proc. Australian Road Research Board. Vol. I. Part. 2, pp. 999-1013.
- INGLES, O.G. (1968) - *"Chapter One in soil Mechanics Selected Topics"*. Edited by I.K. Lee. American Elsevier, New York.
- JADAYEVA, M.S. y SRIDHARAN, A. (1982) - *"A Study on Potential Distance Relationship of Clays"*. Indian Geotech. Jnl.- 12, pp. 83-97.
- JENNINGS, J.E.B. y BURLAND, J.B. (1962) - *"Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils"*. Geotechnique XII 2, pp. 125-144.

## REFERENCIAS

---

JENNINGS, J.E.B., FIRTH, R.A., RALPH, T.K. y NAGAR, N. (1973) - "*Predicting Heave Using the Oedometer Test*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S. Haifa-Israel. Vol.2, pp. 149-154.

JENNINGS, J.E.B. y KNIGHT, K. (1957) - "*The Prediction of Total Heave from the Double Oedometer Test*". Trans. South Afr. Inst. of Civil Engng., vol. 7, pp. 285-291.

JENNINGS, J.E.B. y KNIGHT, K. (1975) - "*A Guide of Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement due to Collapse of Grain Structure*". Proc. 6<sup>th</sup> Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Durban, pp. 99-105.

JIMENEZ SALAS, J.A. (1993) - "*Nucleos, Espaldones y Escolleras: Estudio de préstamos y Características de los Materiales*". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza, España, pp. 11-44.

JIMENEZ SALAS, J.A. (1980) - "*Panorama General de los Problemas de Suelos Expansivos y Colapsables*". In. Curso de Especialización de construcciones sobre Arcillas Expansivas y Suelos Colapsables. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Del. Reg. And. O. y Bad. Sevilla.

JIMENEZ SALAS, J.A. (1986) - "*Engineering Geological Aspects of Foundations in Soils*". General Report. Proc. 5<sup>th</sup> Congres Int. Asoc. Engng. Geot. Buenos Aires

JIMENEZ SALAS, J.A. y JUSTO ALPAÑES, J. L. (1975) - "*Geotecnia y Cimientos*". Vol.I. 2<sup>a</sup> Ed. Rueda, Madrid.

JIMENEZ SALAS, J.A., JUSTO, J.L., ROMANA, M. y FARACO, C. (1973) - "*The Collapse of Gypseus Silts and Clays of Low Plasticity in Arid and Semiarid Climates*". Proc. 8<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Moscú, pp. 161-190

JIMENEZ SALAS, J.A. y ROY, M. (1987) - "*Preliminary Evaluation of the Swelling Danger-Overview on the Spanish Practice*". Proc. 6<sup>th</sup> I.C.E.S. New Delhi, pp. 217-224.

JIMENEZ SALAS, J.A. y SERRATOSA, J.M. (1953) - "*Compressibility of Clays*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E. Zurich. Vol. 1, pp. 192-198.

JOHNSON, L.D (1973) - "*Influence of Suction on Heave of Expansive Soils*". Miscelaneous Paper S-73-17, U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station, Vicksburg. Missisipi.

JOHNSON, LD. (1978) - "Evaluation of Laboratory Suction test for Prediction of Heave in Foundation Soils". Technical Report S-77-7, U.S. Army Engineering Waterways Experiments Station, CE, Vicksburg, Miss.

JOHNSON, L.D. (1978) - "Predicting Potential Heave and Heave with Time in Swelling Foundation Soils". Technical Report S-78-7, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

JOHNSON, L.D. (1980) - "Field Test Suctions on Expansive Soil". Proc. 4<sup>th</sup> I.C.E.S. Denver, Colorado, pp. 262-283.

JOSA, A. (1988) - "Un Modelo Elastoplástico para Suelos no Saturados". Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.

JOSA, A., ALONSO, E.E. , LLORET, A. y GENS, A. (1987) - "Stress-Strain Behaviour of Partially Saturated Soils". Proc. 9<sup>th</sup> European Conf. Soil Mechanics. Found. Engng. Dublin Vol. 2 pp. 561-564.

JUANG, C.H. y HOLTZ, R.D. (1986) - "Fabric, Pore Size Distribution and Permeability of Sandy Soils". Jnl. of the Geotec. Engng. Div. A.S.C.E., Vol. 112, GT9, pp. 855-868.

JUCA, J.F.T. (1990) - "Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados bajo Succión Controlada". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

JUSTO, J.L. y SAETARSDAL, R. (1981) - "Design Parameters for Special Soil Conditions". General Report. Proc. 7<sup>th</sup> E.C.S.M.F.E. Brighton Vol. 5, pp. 127-158 (trad. Bol. Inf. Lab. Carret. y Geot. N° 152 Madrid, 1982, pp. 13-48).

JUSTO, J.L. , DELGADO, A. y RUIZ, J. (1984) - "The Influence of the Stress Path in the Collapse-Swelling of Soils at the Laboratory". Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. Expansive Soils, Adelaide, pp. 67-71.

JUSTO, J.L., JARAMILLO, A. y DELGADO, A. (1987) - "Damages Houses on Pile Foundation in Expansive Soils". New Delhi. Proc. 6<sup>th</sup> I.C.E.S, pp. 75-83.

KARUBE, D. y KATO, S. (1989) - "Yield Functions of Unsaturated Soil". Proc. 12<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E. Rio de Janeiro, Vol. I, pp. 615-618.

KASSIFF, G. (1956) - "The Engineering Properties of Negev Loess as Applied to Embankments". Dep. of Civil Eng., Technion, Haifa.

## REFERENCIAS

---

KASSIFF, G.; ETKIN, A. y ZEITLEN, J.G. (1967) - "*Failure Mechanism of Canal Lining in Expansive Clay*". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., vol. 93, SM1, pp. 95-118.

KASSIFF, G., BAKER, R. y OVADIA, Y. (1973) - "*Experimental Relationship between Swell Pressure and Suction*". Geotechnique, 21, pp. 249-255.

KASSIFF, G. y SHALOM, A.B. (1971) - "*Experimental Relationship between Swell Pressure and Suction*". Geotechnique, 21, pp. 249-255.

KATTI, R.K. (1987) - "*Cohesion Approach to Mechanics of Saturated Expansive Soil Media*". Proc. 6<sup>th</sup> C.E.S. New Delhi, pp. 13-25.

KATTI, R.K.; DESAI, I.D. y KULKARINI, S.K. (1973) - "*Field Observations on Variations of Engineering Characteristics with Depth in Expansive Soils*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S., Haifa, vol. 1, pp. 115-120.

KELLAN, W.D. (1964) - "*Process of Origin and Alteration of Clay Minerals Seminar on Soil Mineralogy*". University of North Carolina Press Chaoel Hill p. 376.

KJELLANDER, R. (1991) - "*Electrostatic Ion-Ion Correlation Forces, a Possible Mechanism for Restricted Calcium-Clay Swelling*". Proc. NATO ARW on Clay Swelling and Expansive Soils. Cornell University.

KOMORNIK, A. y DAVID, D. (1969) - "*Prediction of Swelling in Natural Clays*". ASCE. Journal of Soil Mechanics, Vol. 95, pp. 209-225.

KOMORNIK, A. y LIVHEH, M. (1967) - "*The Effect of Anisotropy of Compacted Clays on the Swelling Behaviour*". 3<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering. Vol. II, pp. 181-185.

KOMORNIK, A., LIVENEH, M. y SMUCHA, S. (1979) - "*Shear Strength and Swelling of Clays under Suction*". Proc. of 4<sup>th</sup> I.C.E.S. Denver, Colorado, pp. 206-226.

KRAEHENBUEHL, F., STOECKLI, M.F., BRUNNER, F., KAHER, G. y MUELLER-VOMMOOS, M. (1987) - "*Study of the Water-Bentonite System by Vapor Adsorption, Immersion Calorimetry and X-ray Technique: I. Micropore Volumes and Internal Surface Areas, Following Dubinin's Theory*". Clay Minerals, 22; pp. 1-9.



- KRAZYNSKI, L. M.** (1973) - "*The Need for Uniformity in Testing for Expansive Soils*". Proc. of the Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction. Vol.I, pp. 98-128.
- KROHN, J.P. y SLOSSON, J.E.** (1980) - "*Assessment of Expansive Soils in the United States*". Proc. 4<sup>th</sup> I.C.E.S., Denver, vol. 1, pp. 596-608.
- KUNZE, R. J., UEHARA, G. y GRAAHAM, K.** (1968) - "*Factors Important in The Calculation of Hydraulic Conductivity*". Proc. Soil Science Soc. American. Vol. 32, pp. 142-158.
- LADD, C.C.** (1960) - "*Mechanism of Swelling by Compacted Clay*". Transportation Research Board, Bulletin N° 245, Washington, pp. 10-26.
- LAFEBER, D.** (1965) - "*The Graphical Representation of Planar Pore Pattern in Soils*". Aust. Jnl soil Rev.3, pp.143 -164.
- LAMBE, T.W.** (1958) - "*Compacted Clays: Structure/Engineering Behaviour*". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E. Vol. 84, SM5, pp. 682-741.
- LAMBE, T.W.** (1960) - "*A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay*". Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 555-580.
- LAMBE, T.W.** (1960) - "*The Characteristic and Identification of Expansive Soils*". Federal Housing Administration, Washington.
- LAMBE, T.W. y WHITMAN, R.V.** (1959) - "*The Role of the Effective Stress in the Behaviour of Expansive Soils*". Quart. of the Colo. Sch. of Mines, vol. 54, N° 4, pp. 33-66.
- LAMBE, T.W. y WHITMAN, R. S.** (1969) - "*Soil Mechanics*" John Wiley, New York.
- LAPIERRE, C., LEROUEIL, S. y LOCAT, J.** (1990) - "*Mercury Intrusion and Permeability of Louisville Clay*". Can. Geotech. Jnl. 27, pp. 761-773.
- LARIONOW, A.K.** (1965) - "*Structural Characteristics of Loess Soils for Evaluating their Constructional Properties*". Proc. 6<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., Vol.1 pp.64-68.
- LAWTON, E.C.,FRAGASZY, R.J. y HARDCASTLE, J.H.** (1989) - "*Collapse of Compacted Clayey Sand*". Jnl. Geotech. Engng. ASCE 115 (GT9), pp. 1252-1267.

## REFERENCIAS

---

- LEONARDS, G.A. (1955) - "*Strength Characteristics of Compacted Clays*". Trans. ASCE 1 120, pp. 1420-1454.
- LIVEHN, M. ALPAN, I. y LEONOW, M. (1973) - "*Preliminary Investigation of Creep and Resilience Properties of Clay at the Swelling Process*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S. Haifa, pp. 249-256
- LIN, P.S. y LOVELL, C.W. (1982) - "*Compressibility of Field Compacted Clay*" Transportation Research Record 897.
- LLORET, A. (1982) - "*Comportamiento Deformacional de un Suelo no Saturado bajo Condiciones Drenadas y no Drenadas*". Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.
- LLORET, A. y ALONSO E.E. (1985) - "*States Surfaces for Partially Saturated Soils*". Proc. 11<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., San Francisco, vol. 2, pp. 557-562.
- LONGWORTH, T.I., SALEM, A. y SUNNA, B. (1984) - "*Correlation of Building Damage on Expansive Clay in Jordan with Geology, Local Environment and Type of Construction*". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S., Adelaide, pp. 300-305.
- LOW, P.F. (1961) - "*Physical Chemistry in Clay-Water Interaction*". Advances in Agronomy, Vol. 13. Academic, New York, pp. 269-327.
- LOW, P.F. (1968) - "*Mineralogical Data Requirements in Soil Physical Investigation*". Symposium on Mineralogy in Soil Science and Engineering sponsored by Soil Science Society of America, Special Publication N° 3, Wis.
- LOW, P.F. (1973) - "*Fundamental Mechanisms Involved in Expansion of Clays, as Particulary Related to Clay Mineralogy*". Proceedings of Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway design and Construction, Denver, Colorado, Vol.1, pp. 70-91.
- LOW, P.F. (1980) - "*The Swelling of Clay. II Montmorillonites*". Soil Science Soc. Am. Jnl. 44, pp. 667-676.
- LOW, P.F. (1981) - "*Structural and Other Forces Involved in the Swelling of Clays*". Proc. NATO ARW on Clay Swelling and Expansive Soils. Cornell University.
- LOW, P.F. y MARGHEIM, J.F. (1979) - "*The Swelling of Clay. I Basic Concepts and Empirical Equations*". Soil Science Soc. Am. Jnl. 43, pp. 473-481.

- LUPINI, J.F.; SKINNER, A. y VAUGHAN, P.R. (1981) - "*The Drained Residual Strength of Cohesive Soils*". Géotechnique 31, N°2, pp.181-213.
- LYON ASSOCIATES INC., BALTIMOR (1971) - "*Laterite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of Africa*". Building and Road Research Institute, Kumasi, Ghana, p. 289.
- LYTTON, R. L. (1977) - "*The Characterization of Expansive Soils in Engineering*". Symposium on Water Movement and Equilibrium in Swelling Soils. American Geophysical Union, San Francisco, California.
- LUBLINER, J. (1989) - "*Plasticity Theory*". Department of Civil Engineering University of California, Berkely, Draft Copy.
- MACIVER, B.N. y HALE, G.P. (1970) - "*Engineer Manual on Laboratory Testing, Engineering and Design Head Quarters*". Dep. of the Army Office of the Chief of Engineering, Washigton.
- MADSEN, F.T. y MÜLLER-VONMOOS, M. (1985) - "*Swelling Pressure Calculated from Mineralogical Properties of a Jurassic Opalinum Shale*". Switzerland. Clays and Clay Minerals, 33, pp. 501-509.
- MARINHO, R.A.M. y CHANDLER, R.J. (1993) - "*Aspects of the Behaviour of Clays on Drying*". Proc. Sess. on Unsaturated Soils. ASCE National Convention. Dallas. Oct 93.
- MARKIN, B.P. (1969) - Comentarios de artículo "*On Standard Criteria of Sag in Loess Soils*", de Aranev, V.P. y Gilman, Y.D. Traducido del ruso en Soil Mech. and Found. Engng., N° 2, p. 137.
- MARQUEZ, E.J. (1965) - "*Contribution to International Panel Review*". Proc. 1st Int. Res. and Eng. Conf. on Exp. Clay soils, Texas. pp.37-48.
- MARSAL, R. (1979) - "*Análisis de Conocimiento de Suelos Cohesivos Compactados*". Sexto Congreso Panamericano, Lima. pp. 13-45.
- MARSHALL, R.L. (1958) - "*A Relation Between Permeability and Size Distribution of Pores*". Jnl. Soil Scie. 9, pp. 1-8.
- MARTIN VIÑAS, J. (1973) - "*Hinchamiento de los Suelos por Presencia de Sulfato Sódico y Otras Sales Solubles en General*". Bol. Soc. Esp. de Mec. de Suelos y Cim., No. 6, pp. 59-69.

## REFERENCIAS

---

MASWOSWE, J. (1985) - "*Stress Path for a Compacted Soil During Collapse due to Wetting*". Ph.D. Thesis Imperial College, London.

MATYAS, E.L. (1967) - "*Air and Water Permeability of Compacted Soils*". ASTM, soecial Technical Publication N° 417, pp. 160-175.

MATYAS, E.L. y RADHAKRISHNA, H.S. (1968). "*Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils*". Géotechnique, vol. 18, N° 4, pp. 432-448.

MAZURIK, A. KOMORNIK, A. (1973) - "*Interaction of Superstructure and Swelling Clay*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S. Vol.I, division 1-5, pp. 309-324.

MCGOWN, A. y COLLINS, K. (1975) - "*The Microfabrics of Some Expansive and Collapsing Soils*". Proc. 5<sup>th</sup> Pan. Am.Conf. SMFE. Buenos Aires 1, pp. 323-332.

MEANS, R.E. y PARCHER, J.V. (1963) - "*Physical Properties of Soils*". Columbus: Charles E. Merril.

MIEUSSENS, C. (1980) - "*Influence of Compaction Water Content and its Later Variations on the Behaviour of Large Mary Clay Embankments*". International Conference on Compaction, Paris.

MILLOT,G. (1970) - "*Geology of Clays*". Pringer Verlag p. 86.

MITCHELL, J.K. (1956) - "*The Fabric of Natural Clays and its Relations to Engineering Properties*". Proc. of Highway research Board, Vol 35, pp. 693-713.

MITCHELL, J.K. (1976) - "*Fundamentals of Soil Behaviour*" John Wiley y Sons. Inc. New York, pp. 442.

MITCHELL, P.W. (1980) - "*The concepts Defining the Rate of Swell of Expansive Soils*". Proc. 4<sup>th</sup> I.C.E.S., Denver, Colorado, Vol.I, pp. 106-116.

MITCHELL, P.W. (1984) - "*The field Performance of Raft Footings for Buildings on Expansive Soils*". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S., Adelaide, pp. 227-233.

MOHAMED,A.M.O.; YONG, R.N. y CHEUNG, S.C.H. (1992) - "*Temperature Dependence of Soil Water Potential*". Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.15, No. 4. pp.330-339.

MOHAN, D.; JAIN, G.S. y SHARUMA, D. (1973) - "*Foundation Practice in Expansive Soils of India*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S., Haifa, Israel, vol. 1, pp. 319-324.

MORETTO, O. (1954) - "*Fundación de Edificios Livianos sobre Arcillas Activas*". Annals 1st Brazilian Soil Mechanics Congress.

MORGENSTERN, N.R. (1979) - "*Properties of Compacted soils*". Contribution to Panel Discussion, Session IV, Proc. of the 6<sup>th</sup> Pan-american conf. Soil Mech. Found.Eng. Vol.3, pp. 349-354.

MORIN, R. Y SILVA, A.J. (1984) - "*The Effects of High Pressure and High Temperature on some Physical Properties of Ocean Sediments*". Journal of Geophysical Research, B.89, pp. 511-526.

MORIN, W.J. (1971) - "*Properties of African Tropical Black Clay Soils*". Proc. 5<sup>th</sup> Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Luanda, Angola, vol. 1, pp. 1.51-1.65.

MORIN, W.J. y PARRY, W.T. (1971) - "*Geotechnical Properties of Ethiopian Volcanic Soils*". Géotechnique, vol. 21, N° 3, pp. 223-232.

MOORE, D.M. y REYNOLDS JR, R.C. (1989)- "*X Ray Diffraction and Identification and Analysis of Clay Minerals*". Oxford, New York. Oxford University Press.

MOWC (1982) - "*Road Design Manual*". Ministry of works and communications, Road Department, Gaborone, Botswana.

NORTHEY, R.D. (1969) "*Engineering Properties of Loess and Other Collapsible Soils*". Proc. 7<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., México, 5<sup>th</sup> Speciality Session Report, vol. 3, pp. 445-452.

MOZA, K.K. (1987) - "*Technical Session I- Identification Mineralogy and Estructural of Expansive Soil*", New Delhi. India

MUSTAFAYER, A. A.O. y CHINGNIER, G.D. (1980) - "*Reheology of Swelling Soils and Deformation Forescast*". Proc. 4<sup>th</sup> I.C.E.S. Denver, colorado, pp.769-780.

NOVAIS-FERREIRA, H. (1973) - "*The Influence of Compaction Moisture Content on Edometric Deformation and Swelling Pressure*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S., Haifa, pp. 209-216.

NUR, A. y BYERLEE, J.D. (1971) - "*An Exact Effective Stress Law of Elastic Deformation of Rock With Fluids*". Journal of Geophysical Research. Vol.76. N°26.

## REFERENCIAS

---

OBERMEIER, S.F. (1973) - "*Evaluation of Laboratory Techniques for Measurement of Swell Potential of Clays*". Proc. of the Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction. Vol.I, pp. 214-254.

OLA, S.A. (1978) - "*The Geology and Geotechnical Properties of the Black Cotton Soils of Northeastern Nigeria*". Eng. Geol., vol. 12, N° 4, pp. 375-391.

OLA, S.A. (1983) - "*Tropical Soils of Nigeria in Engineering Practice*". Balkema, Rotterdam

OLPHEN, H.V. (1963) - "*An Introduction to Clay Colloid Chemistry*". Will Interscience New York. p. 301.

OLOO, S., SCHREINER, H.D. y BURLAND, J. B. (1987) - "*Identification and Clasification of Expansive Soils*". Proc. 6<sup>th</sup> I.C.E.S. New Delhi, pp. 23-29.

OLSON, R.E. y MESRI, G. (1970) - "*Mechanisms Controlling the Compressibility of Clay*". Jnl, Soil Mech.Fdn.Div. ASCE 96(SM 6), pp. 1863-1872.

ORMEROD, E.C. y NEWMAN, A.C.D. (1983) - "*Water Sorption on Ca-Saturated Clays: II Internal and External Surfaces of Montmorillonite*". Clay Mineral 18, pp. 289-299.

ORTIZ, J.M.R. y SERRANO, A.A. (1984) - "*Discussion on the Influence of Vegetation on the Swelling and Shrinking of Clays*". Géotechnique, vol. 3, N° 2, pp. 155-158.

OSMAN, M.A. y CHARLIE, W.A. (1984) - "*Engineering Properties of Expansive Soils in Sudan*". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S. Adelaide, pp. 311-315.

PECK, A. J. y RABBIDGDE, R. M. (1966) - "*Soil Potencial: Direct Measurement by a New Technique*". Science, New York, Vol.151, pp. 1385-1386.

PECK, A. J. y RABBIDGDE, R. M. (1969) - "*Design and Performance of an Osmotic Tensiometer Measuring Capillary Potencial*". Proceedings of the Soil Science Soc. Amer. Vol.33, N° 2, pp. 196-202.

PEREZ RODRIGUEZ, J.R. (1979) - "*El Proceso de Consolidación Unidimensional en Medios Homogéneos no Saturados*". Tesis Doctoral, Escuela Politécnica Superior de Ingenieros de Camiños, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

PETERSON, R. y PETERS, N. (1963) - "*Heave of Spillway Structures on Clay Shales*". Can. Geol. J., vol. 1, N° 1, pp. 5-15.

POPESCU, M.E. (1979) - "*Engineering Problems Associated with Expansive Clays from Romania*". Eng. Geol., vol. 14, N° 1, pp. 43-53.

POPESCU, M.E. (1980) - "*A Comparison Between the Behaviour of Swelling and Collapsing Soils*". Engineering Geology No. 23, pp. 145-163.

POUSADA PRESA, E. (1984) - "*Deformabilidad de las Arcillas Expansivas bajo Succión Controlada*". Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid.

POOROOSHASB, H.B. (1961) - "*The Properties of Sols and Other Granular Media in Simple Shear*". Ph.D. Thesis, University of Cambridge.

PUSCH, R. (1973) - "*Influence of Salinity and Organic Matter on the Formation of Clay Microstructure*". Proc. Int. Symp Soil Structure, Gothenburg, Sweden, pp. 161-174.

PUSCH, R. (1966) - "*Quick Clay Microstructure*". Engng Geol.3, pp. 433-443.

RANGANATHAN, B.V. y SATYANARAYANA, B. (1965) - "*A Rational Method of Predicting Swelling Potential for Compacted Expansive Clays*". Proc. 6<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., vol. 1, pp. 92-96.

RICHARDS, L.A. (1931) - "*Capillary Conduction of Liquids in Porous Medium*". Physisc, Vol.I, pp. 318-333.

RESENDIZ, D. (1965) - "*On the Strength of Clayey Soils: a Study on Shearing Resistance Mechanism at the Structural Level*" Pub. 126. Instituto de Ingeniería de México.

RESENDIZ, D. (1980) - "*Compacting Conditions State Variables Engineering Properties of Compacted Clay*" International Conference on Compactation, pp.341-353.

RICHARDS, G.B. (1967) - "*Moisture Flow and Equilibria in Unsaturated Soils for Shallow Foundations*". Permeability and Capillarity of Soils. ASTM STP 417, Am. Soc. Testing Mats, pp.4-34.

RICHARDS, B.G. (1973) - "*Model for Slab Foundations on Expansive Clays*". Proc. 8<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E, Moscú, pp. 185-191

## REFERENCIAS

---

**RICHARDS, B. G.** (1974) - "*Behaviour of Unsaturated Soils*" Soil Mechanics. New Horizons London, Newness- Butterworths, pp. 113-157.

**RICHARDS, B.G.** (1978) - "*Application of an Experimentally based Non-Linear Constitutive Model of Soils in Laboratory and Field Tests*". Aust. Geomech.Jnl.G8, PP. 20-30.

**RICHARDS, B.G.** (1980) - "*Measurement of the Soil Suction in Expansive Clays*". Inst. Eng. Australia, Civ. Eng.Trans. Vol CE22, N°3, pp. 252-261.

**RICHARDS, B.G.** (1984)- "*Finite Element Analysis of Volume Change in Expansive Clays*". Proc. 5<sup>th</sup>. I.C.E.S. Adelaide, pp. 141-148.

**RICHARDS, B.G. y CHAN, C.Y.** (1969) - "*Prediction of Pore Pressures in Earth Dams*". Proc. 7<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E. México, Vol.2, pp. 355-362.

**RICHARDS, B.G.; MURPHY, H.W.; CHAN, C.Y.L. y GORDON, R.** (1970) - "*Preliminary Observations on Soil Moisture and Dry Compaction in Pavement Design on the Darlin Downs, Queensland*". Proc. 5<sup>th</sup> Conf. Aust. Roads Res. Board, Canberra, vol.5, part 5, pp. 116-146.

**RICHARDS, B.G.; PETER, P. y EMERSON, W.W.** (1983) - "*The Effects of Vegetation on the Swelling and Shrinking of Soils in Australia*". Géotechnique, vol. 33, N° 2, pp. 127-139.

**RICO, A. Y DEL CASTILLO, H.**(1974) - "*La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*". Carreteras Ferrocarriles y Aeropistas, Vol I. Editorial Limusa, México.

**RODRIGUEZ ORTIZ, J.M.** (1975) - "*Las Arcillas Expansivas: su Estudio y Tratamiento*". Bol. Inf. Lab. Transp. N° 108, pp. 3-30.

**ROSCOE, K.H. y BURLAND, J.B.** (1968) - "*On the Generalized Stress-Strain Behaviour of Wet Clay*". Engineering Plasticity, Cambridge University Press., pp.535-609.

**ROSCOE, K.H. y SCHOFIELD, A.N.** (1963) - "*Mechanical Behaviour of an Idealised Wet Clay*". Proc. 2Eur. Conf.S.M.F.E., Wiesbaden 1, pp. 47-54.

**ROSCOE, K.H., SCHOFIELD, A.N. y WROTH, C.P.** (1958) - "*On the Yielding of Soils*". Geotechnique 8, pp. 22-52.

**RUIZ CARVAJAL, J.** (1985) - "*Los Suelos de la Ciudad de Sevilla: Caracterización Geotécnica y Propiedades Mineralógica de su Fracción Arcillosa*". Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla.



- RUWAIH, I.A. (1984) - "*Case Studies on Swelling Soils in Saudi Arabia*". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S., Adelaide, pp. 348-353.
- SAEZ, J. (1986) - "*Mecanismos de Expansión a Nivel Mineralógico*". Curso sobre cimentaciones en Suelos metaestables: Colapsables y Expansivos. Instituto Agustín de Bethencourt, Madrid.
- SHANKER, N.B., RAO, A. S. y SWAMY, A.S.R. (1982) - "*Swelling Behaviour of Undisturbed and Remoulded Samples of Black Cotton Clay*". Indian Geotechnical Jnl. 12:pp. 152-159.
- SCHMERTMAN, J. H. (1969) - "*Swell Sensitivity*". Geotechnique, Vol 19, pp. 530-533.
- SCHOFIELD, A. y WROTH, P. (1968) - "*Critical State Soil Mechanics*". Mc Graw- Hill London.
- SCHREINER, H.D. (1987) - "*State of the Art Review on Expansive Soils*". Imperial College, London.
- SCHREINER, H.D. (1987) - "*The Measurement of Solute Suction in Soils of High Plasticity*". Proc. 9<sup>th</sup> ARCSMFE, Lagos, Nigeria, Vol.I, pp. 163-171.
- SCHREINER, H.D. (1988) - "*Volumen Change of Compacted Highly Plastic African Clays*". Ph.D- Thesis Imperial College, University of London.
- SHUURMAN, I.R, (1966) - "*The Compressibility of an Air Water Mixture and a Theoretical Relation between the Air and Water Pressures*". Geotechnique, Vol.16, N<sup>o</sup>4, pp. 269-281.
- SEED, H.B. y CHAN, A.M. (1959). "*Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays*". Jnl. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., vol. 85, SM5, pp. 87-128.
- SEED, H.B. y CHAN, C.K. (1961) - "*Compacted Clays*". Symposium on Structure and Strength Characteristics, Transactions ASCE, Vol. 126, Part.I, pp. 1344-1385.
- SEED, H.B., MITCHELL, J.K. y CHAN, C.K. (1962) - "*Studies of Swell and Swell Pressure Characteristics of Compacted Clays*". Highway Research Board, Washington, Bulletin, 313, pp. 12-39.
- SEED, H., WOODWARD, R.J. y LUNDGREN, R. (1962) - "*Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays*". Proc. of the ASCE, Jnl. of the Soil Mechanics and Foundation Division. Vol.88.SM3, pp. 53-87.

## REFERENCIAS

---

- SKEMPTON, A.W. (1953) - "*Soil-Mechanics in Relation to Geology*". Proc. Yorkshire Geol. Soc., 29.
- SKEMPTON, A.W. (1961) - "*Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks*". Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, pp.4-16.
- SKEMPTON, A.W. y NORTHEY, R.D. (1952) - "*The Sensitivity of Clays*". Geotechnique, Vol.2 N° 1, pp. 30-53.
- SMART, P. (1973) - "*Structure of a Red Clay Soil from Nyeri, Kenya*". Quarterly Jnl. of Eng. Geology. N° 6, pp. 129-139.
- SMART, P. (1971) - "*Contribution to Stress-Strain Behaviour of Soils*". Proc. roscoe Memorial Symposium, Cambridge University, pp. 253-255.
- SMART, P. (1969) - "*Soil Structure in the electron Microscope*". Proc. Int. Conf. Structure Solid Mech. Eng. Des. Civil Eng. Master 21/1-21/7. University of Southampton. Southampton, England
- SNETHEN, D.R. (1979). "*An Evaluation of Methodology for Prediction and Minimization of Detrimental Volume Change of Expansive Soils in Highway Subgrades*". Report N°. FHWA-RD-79-49. U.S. Army Materways Experimental Station, Vicksburg, Miss. p. 198.
- SNETHEN, D.R. (1984) - "*Evaluation of Expedient Method for Identification and Classification of Potentially Expansive Soils*". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S., Adelaide, pp. 22-26.
- SNETHEN, D.R., TOWENSEND, F.C., JOHNSON, L.D., PATRICK, D.M. y VEDROS, P.J. (1979) - "*An Evaluation of Expedient Metodology for Identification of Potentially Expansive Soils*". F.H.W.A.R.D. Federal Highway Administration, Washigton, pp. 77-94.
- SOIL CONSERVATION SERVICE, U.S. NSSL (1972) - "*Soil Survey Laboratory Methods and Procedures for Collecting Soil Samples*". Soil Survey Investigations Report N° 1, U.S. Departments of Agriculture.
- SRIDHARAN, A.,ALTSCHAEFFL, A.D. y DIAMOND, S. (1971) - "*Pore Size Distribution Studies*". Jnl. of the SMFD, ASCE.97 (SM5) pp. 771-787.
- SRIDHARAN, A y JAYADEVA, M.S. (1982) - "*Double Layer Theory and Compressibility of Clays*". Geotechnique, 32, pp. 133-144.

SRIDHARAN, A. y RAO, G.V. (1973)- "*Mechanisms Controlling volume Change of Saturated Clays and the Role of the Effective Stress Concept*". *Geotechnique*, 23, pp. 359-382.

SRIDHARAN, A., RAO, A.S. y SIVAPULLAIAH, P.V. (1986) - "*Swelling Pressure of Clays*" *Geotechnical Testing Jnl.* 9, pp. 24-33.

STRONGMAN, F.S. (1963) - "*Black Cotton Soil Road Embankment*". *Proc. 3rd Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Salisbury*, vol. 1, pp. 89-91.

SULLIVAN, R. A y Mc CLELLAND, B. (1969) - "*Predicting Heave of Buildings on Unsaturated Clay*". 2<sup>th</sup> International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas, pp. 404-420.

SURENDRA, M. y LOVELL, C.W. (1984) - "*Estimation of Clay Minerals in Clay Shales by X Ray Diffraction Technique*". *Proc. 5<sup>th</sup> I.C.E.S. Adelaide*, pp. 27-31.

TESSIER, B. (1991) - "*Electron Microscope Studies of Clay Microstructures*". *Proc. NATO ARW on Clay Swelling and Expansive Soils*". Cornell University

TERZAGHI, K. (1936) - "*The Shearing Resistance of Saturated Soils and Angle between the Planes of Shear*". *Proc. 1<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics, Vol I. Cambridge, Mass.*, pp. 54-56.

TERZAGHI, K. (1943) - "*Theoretical Soil Mechanics*". John Wiley y sons, Inc., New York, p. 510.

TOLL, D.G. (1990) - "*A Framework for Unsaturated Soil Behaviour*". *Geotechnique* 40, N<sup>o</sup> 1, pp. 31-44.

TOPP, G.C. y MILLER, E.E. (1966) - "*Hysteretic Moisture Characteristics and Hydraulic Conductivities for Glass-Bead Media*". *Soil Science Amer. Proc.* Vol 30, pp. 156-163.

VARGAS, M., GONÇALVES, H.H.S, SANTOS, N.B. y MARINHO, F.A.M. (1989) - "*Expansive Soils in Brazil*". *Proc. of the 12<sup>th</sup> Intern. Conference on Soil Mec. Foundation Engineering, Rio de Janeiro*

VAUGHAN, P.R. (1990) - "*No Linearity in Seepage Problems. Theory and field Observation*". *De Mello volume. São Paulo*, pp. 501-516.

## REFERENCIAS

---

VAUGHAN, P.R. (1985). "*Mechanical and Hydraulic Properties of in-Situ Residual Soils*". Proc. 1st. Int. Conf. in Geomech. in Trop. Lat. and Sap. Soils, Brasilia, General Report, session 2.

VERBRUGGE, J.C.(1978) - *Emploi d'une Methode psychrometrique dans des Essais Triaxiaux sur Limon Romaine Non Saturé*.

VERMEER, P.A. y De BOORST,R. (1984) - "*Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock*". Heron Vol.29, nº3.

VERNIALE, F. (1972) - "*Composizione, Structure, Morfologia e Proprietari Superficie dei Minerali Argillosi corò Influenza Sueli Interazioni acqua-argilla*". Ceramurgia II, pp. 6-12.

VERNIALE, F. (1982) - "*Consolidamento e Stabilizzazione dei Terreni Argillosi mediante Diffusione de Sali (KCl)*". Studio Italiano di Geofisica Mineraria, Piacenza.

VICOL, T. (1990) - "*Comportament Hydraulique et Mecanique d'un Sol fin Non Saturé. Application a la Modelisation*". Thesi de Doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris.

VIJAYVERGIYA, V.N. y GHAZZALY, O.I. (1973) - "*Prediction of Swelling Potential for Natural Clays*". Proc. 3<sup>th</sup> I.C.E.S. Haifa, Vol.I, pp.227-236.

VOINOVITCH, I.A. et al (1971) - "*L'Analyse Mineralogique de Sols Argileux*". Editions Eyrolles, Paris.

WAN, A.W.L., GRAHAM, J. y GRAY, M.N. (1990) - "*Influence of Soil Structure on the Stress-Strain Behaviour of Sand- Bentonite Mixtures*". Geotechnical Testing Jnl 13, pp. 179-187.

WARKENTIN, B.P., BOLT, G.M. y MILLER, R.D. (1957) - "*Swelling Pressure of Montmorillonite*" Soil Science Soc. Am. Proc. 21, pp. 495-497.

WARKENTIN, B.P. y BUZOZUK, M. (1961) - "*Shrinking and Swelling Properties of Two Canadian Clays*". Proc. 5<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E. Paris,3A, pp. 851-855.

WATERS, T.J. y KAPITZKE, F.J. (1974) - "*A Study of Moisture Changes in an Expansive Clay Subgrade in a Semi-Arid Environment*". Proc. 7<sup>th</sup> Conf. Aust. Road Res. Conf., vol.7, part 6, pp. 197-221.

WESTON, D. J. (1980) - "*Expansive Roadbed Treatment for Southern Africa*". Proc. 4<sup>th</sup> I.C.E.S. Denver, Colorado. Vol.I, pp. 339-360.

WILLIAMS, A.A.B.; PIDGEON, J.T. y DAY, P. (1985) - "*Expansive soils*". Civ. Eng. S. Afr. Trans., S.A.I.C.E., vol. 27, Nº 7, pp. 367-377 y 407.

WOOD, D.M. (1979) - "*The Behaviour of Partly Saturated Soils: a Review*". Department of Engineering, University of Cambridge.

WOODWARD-CYDE y ASSOCIATES (1968) - "*A Review Paper on Expansive Clay*". Los Angeles, Calif. Vol. I.

WROTH, C.P., HOULSBY G.T. y BUOD, H. (1990) - "*Constitutive Modelling of Unsaturated Soil*". SERC report on Constitutive Modelling in Geotechnical Engineering.

YEVNIN, A. y ZASLAVSKY, D. (1970) - "*Some Factors Affecting Compacted Clay Swelling*". Canadian Geotechnical Journal. Vol.7, pp. 79-91.

YONG, R.N., JAPPY, R.D. y HOW, G. (1971) - "*Shear Strength of Partially Saturated Soils*". Proc. 4<sup>th</sup> Asian Reg. Conf. on S.M.F.E., Bangkok, pp. 183-187.

YONG, R.N. y SHEERAN, D.E. (1973) - "*Fabric Unit Interaction and Soil Behaviour*" Proc. of Intern. Symposium on Soil Structure. Gothenburg Swedish Geotechnical Society, pp. 176-183.

YONG, R.N., SADANA, M.L. y GOHL, W.B. (1984) - "*A Particle Interaction Model for Assessment of Swelling of an Expansive Soil*". 5<sup>th</sup> I.C.E.S. Adelaide, pp. 4-12.

YONG, R.N. y WARKETING, B.P. (1965) - "*Studies of the Mechanism of Faillure Under Load in Expansive Soils*". Proc. of the first Int. Res. and Engng. Conference on Expansive Clay Soils, Texas, pp. 69-77.

YOSHIMI, V. y OSTERBERG, J.O. (1963) - "*Compression of Partially Saturated Cohesive Soils*." Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.89, SM4, pp. 1-24

ZACARIAS, G. y RANGANATHAM, B.V. (1972) - "*Swelling and Swelling Characteristics of Synthetic Clays*". Proceedings of the Symposium on Strength and Deformation Behaviour of Soils, Bangalore, India, Vol. I. p. 129.

ZUR, B. (1966) - "*Osmotic Control of the Matrix Soil-Water Potencial*". Soil Water System, Soil Science, Vol. 102, Nº 6, pp. 394-398.

**REFERENCIAS**

---

ZUR, B. y WISEMAN, G. (1973) - "*A Study of Collapse Phenomena of an Undisturbed Loess*". Proc. 8<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Moscú, vol. 2.2, pp. 265-269.

**LEYENDA:**

ASCE - Proc. American Society of Civil Engineers

ASTM - American Society for Testing and Materials

H.B.R. - Highway Research Board

I.C.S.M.F.E.-International Conference of soil Mechanics and Foundation Engineering

I.C.E.S. - International Conference Expansive Soil

SMFE - Soil Mechanics and Foundation Engineering